

KURZFASSUNG DES SCHLUSSBERICHTES
ZUM FORSCHUNGSVORHABEN

"TRAGLASTERMITTLUNG VON STAHLBETON - DRUCKGLIEDERN"

(AIF - NR. 956)

BIBLIOTHEK
Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz
der Technischen Universität Braunschweig
Beethovenstraße 52
D-3300 Braunschweig

Die hier vorgelegte Fassung des Berichtes ist gegenüber der in Vorbereitung stehenden Schlußfassung in mehreren Kapiteln gekürzt. Insbesondere wurden die Zahlenunterlagen (Diagramme und Tabellen) auf die wesentlichsten Angaben beschränkt. (Vgl. Vorbemerkung S.2, Abs.3)

Braunschweig, September 1970.

Forschungsvorhaben:

"Traglastermittlung von Stahlbeton-Druckgliedern"

AIF-Nr. 956

Zusammenfassung

Mit der vorliegenden Forschungsarbeit wird eine für die Praxis brauchbare Möglichkeit zur Ermittlung der Traglasten und Verformungen von Stahlbetonstützen beschrieben.

Auf der Grundlage der von RÜSCH auf dem Versuchswege ermittelten Kennwerte der Biegedruckzone wird die rechnerische Ermittlung der Stabsteifigkeit mit Hilfe von Momentenverdrehungskurven gezeigt. Es wurde ferner ein elektronisches Rechenprogramm entwickelt, welches diese Ansätze verwertet und damit die iterative Berechnung der Traglasten bei ständiger Kontrolle der Stabverformungen gestattet.

Das Ergebnis ist ein für den Gebrauch in der Praxis gedachter Tabellensatz, der neben den Traglasten auch die zugehörigen Randdehnungen im gefährdeten Querschnitt sowie die Mittenauslenkung und die Endtangenteenneigung eines Stabes in Abhängigkeit von Schlankheit und Lastexzentrizität angibt. Durch Einarbeitung von den in der künftigen DIN 1045 festgelegten Sicherheitsbeiwerten können auch die zulässigen Lasten zum Zwecke der praktischen Bemessung bzw. von Spannungsnachweisen in der gleichen Tabellenform angegeben werden.

Die Traglasttabellen wurden mit rechnerischen Verfahren anderer Autoren sowie fremden und eigenen Versuchsergebnissen verglichen und befriedigende Übereinstimmung festgestellt.

Anhand einiger Bemessungsbeispiele wurde die im Vergleich zu anderen Verfahren einfache Anwendung der Traglasttabellen gezeigt.

Außerdem wurden Möglichkeiten aufgezeigt, folgende Einflüsse zu berücksichtigen:

- unsymmetrische Stützenbewehrung
- Lage der Bewehrung im Querschnitt, Randabstand
- vom Rechteck abweichende Querschnittsformen
- sprunghaft oder stetig veränderliche Schnittgrößen und Querschnitte
- Imperfektionen der Betongüte und der Stützenabmessungen; ungewollte Ausmittigkeiten.

Der Einfluß des Kriechens wurde eingehender untersucht und ein Beispiel für die Berechnung zeitabhängiger Momentenverdrehungskurven gezeigt.

September 1970
Hj/Lf.

Inhaltsverzeichnis

	<u>Seite</u>
Vorbemerkung	1
<u>1. Bezeichnungen</u>	4
<u>2. Literaturangaben</u>	7
<u>3. Einführung</u>	11
<u>4. Grundlagen</u>	13
4.1 Beton, Kennwerte der Biegedruckzone	13
4.2 Stahl	15
4.3 Weitere Rechenannahmen	15
<u>5. Berechnung von Stabsteifigkeit und Traglast</u>	16
5.1 <u>Berechnung der Steifigkeit des Stahlbeton-</u> <u>rechteckquerschnitts ohne Berücksichtigung</u> <u>des Betons in der Zugzone</u>	16
5.11 Berechnung der Steifigkeit im Zustand I	16
5.12 Berechnung der Steifigkeit im Zustand II	18
5.13 Berechnung von Momenten-Verdrehungskurven	19
5.2 <u>Berechnung der Steifigkeit von Stahlbeton-</u> <u>rechteckquerschnitten bei Berücksichtigung</u> <u>der Mitwirkung des Betons in der Zugzone</u>	20
5.21 Berechnung der Steifigkeit nach RAO für Zustand I	20
5.22 Berechnung der Steifigkeit nach RAO für Zustand II	22
5.23 Berechnung von $M - \vartheta$ -Kurven mit Berück- sichtigung der Tragwirkung des Betons in der Zugzone	24

II

	<u>Seite</u>
5.3 <u>Berechnung der Traglast von Stahlbeton-</u> <u>druckgliedern mit Rechteckquerschnitt</u>	25
5.4 <u>Berechnung der Endtangenteenneigung</u>	28
5.5 <u>Ergebnisse</u>	30
5.51 Das Rechenprogramm	30
5.52 Traglasten unter Kurzzeitbelastung	32
5.53 Einfluß einer unsymmetrischen Bewehrung	34
5.54 Einfluß des Randabstandes der Bewehrung	34
5.55 Verformungen in beliebigen Laststufen	36
5.56 Stahl- und Betonspannungen in beliebigen Laststufen	38
6. <u>Vergleich der Rechenergebnisse mit Versuchen</u> <u>und Berechnungen anderer Autoren</u>	39
6.1 <u>Momentenverdrehungskurven</u>	39
6.2 <u>Verlauf der Stützenverformungen</u> <u>vom Belastungsbeginn bis zur Bruchlast</u>	42
6.3 <u>Traglastberechnungen</u>	43
7. <u>Bemessung von Stahlbetonstützen mit</u> <u>Rechteckquerschnitt unter Kurzzeitbelastung</u>	45
7.1 <u>Aufbau eines Tabellenwerks</u>	46
7.11 Umfang	46
7.12 Anwendungsbereich	48
7.2 <u>Anwendungsbeispiele</u>	51
7.12 Stützenbemessung mit geringer Bewehrung	51

III

	<u>Seite</u>
7.22 Bemessung von Stützen mit ausgenutztem Querschnitt	52
7.23 Spannungsnachweis im gefährdeten Querschnitt unter Gebrauchslast	53
7.24 Beurteilung des Beanspruchungszustandes für nicht ausgenutzte Querschnitte	54
7.25 Bemessung mit höchstzulässigen Spannungen im Gebrauchslastbereich	55
7.26 Wirtschaftliche Bemessung bei nicht ausgenutzter Zugbewehrung	57
7.3 <u>Schlußbemerkung zur Bemessung</u>	60
8. <u>Besondere Einflüsse und ihre Berücksichtigung bei Traglastermittlung und Bemessung</u>	61
8.1 <u>Einfluß der Querschnittsform</u>	61
8.2 <u>Berücksichtigung sprunghaft oder stetig veränderlicher Schnittgrößen und Querschnittsformen</u>	62
8.3 <u>Einfluß des Kriechens</u>	63
8.31 Elastische Verformungsanteile	64
8.32 Plastische Verformungsanteile	68
8.33 Beispiel für die Berechnung zeitabhängiger Momentenverdrehungskurven	70
8.34 Vorschlag für die neue DIN 4224	77
8.4 <u>Einfluß von Imperfektionen</u>	80
9. <u>Versuche an Stahlbetonstützen</u>	82
9.1 <u>Kurzzeitversuche</u>	83
9.11 Versuchsdurchführung und Meßergebnisse	83
9.12 Auswertung der Ergebnisse	84

IV

	<u>Seite</u>
9.2 <u>Langzeitversuche</u>	85
9.3 <u>Kennwerte der Biegedruckzone</u>	87
9.4 <u>Baustoffeigenschaften, Herstellung der Versuchskörper</u>	90
9.5 <u>Versuchsaufbau</u>	90
9.6 <u>Einzelheiten zu den Materialprüfungen</u>	91
9.7 <u>Meßinstrumente und Meßmethoden</u>	93

Anhang

A 1	Tabellen Nr. 1 bis 52
A 2	Abbildungen Nr. 1 bis 87

Vorbemerkung

Im Jahre 1964 übertrug die AIF durch Vermittlung des Deutschen Betonvereins dem Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der TU Braunschweig die Durchführung umfangreicher Untersuchungen zur

Traglastermittlung von Stahlbeton-Druckgliedern.

Die Untersuchungen sollten sowohl theoretischer als auch experimenteller Natur sein, möglichst zu allgemein nutzbaren Ergebnissen führen und so rechtzeitig abgeschlossen werden, daß ihre Ergebnisse auch bei der bevorstehenden Neufassung von DIN 1045-Bauwerke aus Stahlbeton - Verwendung finden könnten.

Der theoretische Teil zielt auf folgende Fragen:

- Rechnerische Ermittlung der Traglasten gerader Stahlbetonstützen mit gleichbleibendem rechteckigem Querschnitt und beiderseits gelenkiger Lagerung der Stabenden
- Erfassung der Dehnungen des Betons und Stahles in maßgebende Querschnitten, der Mittenausbiegung und der Endverdrehung
- Einfluß der Querschnittsform auf die Traglast
- Näherungsweise Berücksichtigung von Kriechverformungen.

Außerdem sollte versucht werden, einen Überblick über die Bedeutung der nachfolgenden Teilprobleme zu gewinnen:

- Einfluß längs der Stabachse veränderlicher Schnittgrößen und Querschnitte
- Einfluß von Betonfehlstellen und ungewollten Ausmittigkeiten

Schließlich sollten die prinzipiellen Möglichkeiten und die vereinfachten Grundlagen von praxisgerechten Bemessungsverfahren diskutiert werden.

Nicht behandelt werden:

- Das Tragverhalten von schlanken Stahlbetonstützen unter schiefer Biegung mit Achsdruck
- Die Traglast von statisch unbestimmten, verschieblichen Stahlbetonrahmen
- Das Tragverhalten von Stützen aus Konstruktions-Leichtbeton.

Diese Themen sind späteren Veröffentlichungen vorbehalten.

Der experimentelle Teil beschränkt sich auf Versuche an geraden Stahlbetonstützen mit Rechteckquerschnitt unter einachsiger Biegung mit Achsdruck, wobei allerdings sowohl Kurzzeitversuche als auch Langzeitversuche durchzuführen waren. Besonderer Wert wurde auf Dehnungs- und Verformungsmessungen gelegt, um Vergleichswerte zu den theoretisch gewonnenen Ergebnissen zu erhalten. Die Versuche wurden überwiegend an Stützen mit verhältnismäßig hoher Schlankheit durchgeführt; naturgemäß schließt der experimentelle Teil auch eine Reihe von Zusatzversuchen ein, die zur Bestimmung der Betongüte, des Verformungsverhaltens des Betons und der Festigkeit der Biegedruckzone notwendig waren. Die Langzeitversuche sind teilweise noch nicht abgeschlossen, ihre Beendigung ist erst zum Jahresende 1970 vorgesehen, um eindeutig auswertbare Resultate zu erhalten.

Bei der Terminplanung war davon ausgegangen worden, daß für den theoretischen Teil ein erprobtes elektronisches Rechenprogramm zur Verfügung stünde und die dem endgültigen Bemessungsverfahren in DIN 1045 zugrunde zu legenden Rechenwerte der Betongüte, das Spannungs-Dehnungsgesetz des Betons und der Sicherheitsbeiwert nicht mehr geändert würden. Keine dieser Voraussetzungen traf zu, weswegen umfangreiche Abschnitte des theoretischen Teiles mehrfach ausgearbeitet werden mußten und Verzögerungen in der Bearbeitung eintraten. Die Zusammenarbeit mit dem Deutschen Rechenzentrum auf indirektem (schriftlichem) Wege erwies sich trotz Einsatzes eines Fernschreibers als unbefriedigend, weswegen wiederholt Mitarbeiter des Instituts zur Durchführung von Rechenarbeiten für längere Zeit nach Darmstadt reisen mußten. Das DRZ selbst hat sich um Aufbereitung und Durchführung der teilweise sehr aufwendigen Rechenarbeiten sehr bemüht; wir sind den Mitarbeitern des DRZ zu besonderem Dank verpflichtet.

Mit dem vorliegenden Bericht, der eine gekürzte Fassung des in Vorbereitung stehenden Schlußberichtes darstellt, soll Rechenschaft abgelegt werden über die Verwendung der Zuschüsse, die seitens der AIF für dieses Forschungsvorhaben bereitgestellt worden sind. Dabei ist zu berücksichtigen, daß über einen Teil der Versuche - wegen ihrer langen Laufzeit - und über einige theoretisch bearbeitete Teilprobleme hier noch nicht im endgültigen Umfang berichtet werden

kann. Diese Ergänzungen werden zusammen mit den vollständigen Zahlenunterlagen im Schlußbericht vorgelegt.

Die Zuwendungen der AIF reichten zur Finanzierung aller hier abgehandelten Untersuchungen nicht aus, weswegen erhebliche Zuschüsse aus Mitteln des Instituts geleistet werden mußten. Darüber hinaus hat der Deutsche Ausschuß für Stahlbeton dankenswerter Weise eine anteilige Finanzierung der mit der Entwicklung von Näherungsverfahren für DIN 1045 und DIN 4224 verbundenen Arbeiten übernommen.

Die Verfasser möchten hiermit nicht nur den fördernden Institutionen für deren Entgegenkommen danken, sondern auch den Mitgliedern des Beratenden Gremiums ihren Dank für Rat und Unterstützung aussprechen.

1. Bezeichnungen

1.1 Vorzeichenregel:

Druck = negativ (-)

Zug = positiv (+)

1.2 Indizes und Zeiger

a	Außenrand
b	Beton
B	Bruchzustand
d	Druck; Druckseite bzw. stärker gedrückte Seite
D	Dauerbelastung
e	Stahl
el	elastisch
i	gedrückter Innenrand
K	Knicken
kr	kritisch
m	Mittelwert
N_p	infolge Dauerlast
s	Streckgrenze
p	bezogen auf die Prismenfestigkeit des Betons
R	Rißlast
t, t_0 , t_∞	Zeiteinfluß
W	bezogen auf die Würfelfestigkeit des Betons
z	Zug; Zugseite bzw. schwächer gedrückte Seite
1	stärker gedrückter Rand des Querschnitts
2	schwächer gedrückter Rand des Querschnitts bzw. Zugrand des Querschnitts
5 %	Wert der 5%-Fraktile
II	Zustand II (ohne Mitwirkung des Betons auf Zug)
'	bei Querschnittswerten: bezogen auf die Querschnittshöhe; bei Kräften: bezogen auf die Querschnittsfläche
o	gleichmäßig auf den Querschnitt verteilt
φ	Kriechen

1.3 Geometrie und Querschnittswerte

a	Abstand der Betondruckkraft vom stärker gedrückten Rand
b	Breite eines Rechteckquerschnitts
c	Ausbiegungsanteile und Ausmittigkeiten bei Dauerlast
d	Höhe eines Rechteckquerschnitts

e	= M/N, Abstand der Normalkraft von der Querschnittsachse, Ausmittigkeit des Lastangriffs
e _b	Abstand der Betondruckkraft von der Schwerachse
EJ	Steifigkeit des Verbundquerschnitts
F	Querschnittsfläche (beim Rechteck = b·d)
F _e	Querschnitt der Stahleinlagen auf der Zugseite
F _e '	Querschnitt der Stahleinlagen auf der Druckseite
h	Nutzhöhe des Querschnitts
h'	Abstand des Schwerpunkts der Druckbewehrung vom Druckrand
i	Trägheitsradius des Querschnitts
k	Kernweite des Querschnitts bzw. der Betondruckzone
k _a	a/x wenn x < d; a/d wenn x > d
k _h '	Beiwert zur Berücksichtigung einer von h' = 0,1·d abweichenden Bewehrungslage
L	Stablänge
m	= e/k, auf die Kernweite des Querschnitts bezogene Ausmittigkeit der Normalkraft
R	Krümmungsradius
s	Abstand der Schwerachse vom Druckrand
s _k	Knicklänge
u	ungewollte Ausmittigkeit der Normalkraft
x	Höhe der Biegedruckzone
y	Stützensauslenkung
z	Hebelarm der inneren Kräfte
λ	= $\frac{s_k}{i}$ Schlankheit des Stabes
μ	= $\frac{F_e}{b \cdot d}$
μ'	= $\frac{F_e'}{b \cdot d}$

1.4 Schnitt-und Belastungsgrößen

D	Druckkraft des Betonquerschnitts
M	= N·e, Biegemoment um die Querschnittsachse
N	Normalkraft
P _{ed}	Stahlkraft am stärker gedrückten Rand
P _{ez}	Stahlkraft am schwächer gedrückten Rand
P _K	Eulersche Knicklast
M _{ez}	Biegemoment um die Achse der Zugbewehrung

1.5 Festigkeiten

B	mittlere Betongüte
B _n	Beton-Nenngüte, 5 %-Fraktile der mittleren Betongüte
E	Elastizitätsmodul
β_p	Prismenfestigkeit des Betons
n	$= E_e / E_b$
β_w	Würfelfestigkeit, bestimmt am Würfel mit 20 cm Kantenlänge
α_p	bezogene Völligkeit der Betondruckzone
β_{bz}	Biegezugfestigkeit des Betons

1.6 Spannungen und Verformungen

φ	bezogene Verdrehung des Querschnitts
ϵ	Dehnung in ‰
σ_b	Betondruckspannung
σ_{bz}	Betonzugspannung
$\sigma_{0,01}$	Stahlspannung an der techn.Elastizitätsgrenze
$\sigma_{ez,II}$	Stahlzugspannung der Bewehrung im RiB ($M > M_R$)
$\sigma_{ez,R}$	von M_R abhängige Stahlzugspannung im RiB
$\bar{\sigma}_{zul}$	abgeminderte zulässige Gebrauchsspannung
β_s	Streckgrenze

Anmerkung:

Die im Rechenprogramm benutzten Bezeichnungen wurden nicht gesondert aufgeführt, da sie nur für das Programm benötigt werden und dort definiert sind.

2. Literaturangaben

- [1] Aas-Jacobsen, A.: "Das CEB-Verfahren zur Bemessung schlanker Betonkonstruktionen" Der Bauingenieur 1960.
- [2] Baumann, O.: "Die Knickung der Eisenbetonsäulen" Bericht Nr. 89 an der EMPA, ETH in Zürich, 1931
- [3] Broms, B. and Viest, I.M.: "Design of long reinforced concrete columns" TAM Report no.20, 1957
- [4] Broms, B.: "Ultimate strength of long reinforced concrete columns" Department of Theoretical and Applied Mechanics, Illinois 1956.
- [5] Chang u. Ferguson: "Long hinged reinforced concrete columns" Proceedings ACI, Vol 60, 1963, page 1-25
- [6] Ernst, G.C. Hromadik, J.J. and Riveland, A.R.: "Inelastic buckling of plain and reinforced concrete columns, plates and shells" University of Nebraska Engineering Experiment Station Bulletin no.3, Lincoln 1953.
- [7] Gaede, K.: "Stahlbetonsäulen unter Kurz- und Langzeitbelastung" Deutscher Ausschuss für Stahlbeton Heft 129, Berlin 1958.
- [8] Gaede, K.: "Knicken von Stahlbetonstäben mit quadratischem Querschnitt in Richtung einer Diagonalen unter Kurz- und Langzeitbelastung" Mitteilungen aus dem Institut für Materialprüfung der TU Hannover, H.7, 1968
- [9] Gehler, W. und Hütter, A.: "Knickversuche mit Stahlbetonsäulen" Deutscher Ausschuss für Stahlbeton Heft 113, Berlin 1954.
- [10] Habel, A.: "Traglastprobleme des Stahlbetonbaues" Beton- und Stahlbetonbau 1951.
- [11] Habel, A.: "Die Knicklast der mittig belasteten Stahlbetonsäulen" Beton- und Stahlbetonbau 1953.
- [12] Habel, A.: "Die Tragfähigkeit ausmittig gedrückter Stahlbetonsäulen" Beton- und Stahlbetonbau 1953.
- [13] Habel, A.: "Berechnungsvorschlag für mittig gedrückte Stahlbetonsäulen" Beton- und Stahlbetonbau 50, 1955

- [14] Habel, A.: "Der Einfluß verschiedener Annahmen für den unvermeidlichen Fehlerhebel auf die Knicklasten"
Beton- u. Stahlbetonbau 1958, Heft 2, S. 39
- [15] Hanson, R. and Rosenström, S.: "Tryckförsök med slanka betongpelare"
Betong, Vo. 32, No. 3, Stockholm 1947.
- [16] Hognestad, E.: "A study of combined bending and axial load in reinforced concrete members"
University of Illinois, Engineering Experiment Station, Bulletin no. 399, Urbana 1951.
- [17] Jäger, K.: "Die Bemessung schlanker Stahlbetonstützen auf ausmittigen Druck"
Beton- und Stahlbetonbau 1955
- [18] Jezek, K.: "Die Festigkeit von Druckstäben aus Stahl"
Wien 1937.
- [19] Kordina, K.: "Stabilitätsuntersuchungen an Beton- und Stahlbetonsäulen"
Diss. München 1957.
- [20] Kordina, K.: "Knicksicherheitsnachweis ausmittig belasteter Druckglieder"
Beton- und Stahlbetonbau (59), Heft 8, Berlin 1964.
- [21] Kordina, K.: "Die Bemessung knickgefährdeter Stahlbetonbauteile"
Arbeitstagung 1959 Deutscher Beton-Verein
- [22] Kordina, K.: "Die Grundlagen des Knicksicherheitsnachweises im Stahlbetonbau"
Vorträge Betontag 1967, Deutscher Beton-Verein
- [23] Kordina, K.: "Zur Anwendung der Sicherheitstheorie bei Stabilitätsuntersuchungen im Stahlbetonbau"
Festschrift zum 65. Geburtstag von Prof. Dr.-Ing. G. Franz, Verlag Wilhelm Ernst u. Sohn, 1969
- [24] Krieg: "Beitrag zur Berechnung des Kriecheinflusses auf die Tragfähigkeit und die Formänderungen von Stahlbetonsäulen"
Diss. TH Hannover 1952
- [25] Maack, P.: "Der Einfluß der Zeit auf die Steifigkeit von Stahlbetonquerschnitten"
Dissertation TU Braunschweig, 1968

- [26] Manuel, R.F. and MacGregor, J.G.: "The Behaviour of Restrained Reinforced Concrete Columns under sustained load" Department of Civil Engineering, University of Alberta, Canada, 1966.
- [27] Quast, U.: "Bemessung ausmittig gedrückter Stahlbetonstützen mit symmetrisch bewehrtem Rechteckquerschnitt" Mitteilung des Lehrstuhls für Stahlbeton- und Massivbau der TU Braunschweig, 1969
- [28] Rafla, K.: "Zur näherungsweisen Bestimmung der Traglast schlanker Stahlbetonstützen mit Rechteckquerschnitt bei schiefer Biegung mit Achsdruck" Mitteilung des Lehrstuhls für Stahlbeton- und Massivbau der TU Braunschweig, 1969
- [29] Rao, P.S.: "Die Grundlagen zur Berechnung der bei statisch unbestimmten Stahlbetonkonstruktionen im plastischen Bereich auftretenden Umlagerungen der Schnittkräfte" Schriftenreihe des DAfStb, Heft 177
- [30] Ros u. Brunner: "Die Knicksicherheit von an beiden Enden gelenkig gelagerten Stäben aus Konstruktionsstahl" EMPA an der ETH Zürich, Bericht Nr.13, 1926
- [31] Rüschi, H.: "Versuche zur Festigkeit der Biegedruckzone" Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 120, Berlin 1955
- [32] Rüschi, H. u. Stöckl, S.: "Kennzahlen für das Verhalten der Biegedruckzone von Stahlbetonbalken" Zusammenfassung neuer Forschungsarbeiten Materialprüfungsamt der TH München, 1964
- [33] Scholz, G.: "Festigkeit der Biegedruckzone" Schriftenreihe des DAfStb, Heft 139
- [34] Schwarz, H. und Kasperek, K.H.: "Ein Beitrag zur Klärung des Tragverhaltens exzentrisch beanspruchter Stahlbetonstützen" Bauingenieur 1967, Heft 3
- [35] Shah, H.C. "Regression analysis of reinforced concrete columns" Proceedings ASCE 90, 1964
- [36] Thomas, F.G.: "Studies in reinforced concrete, VII. The strength of long reinforced concrete columns in short period tests to destruction" Department of Scientific and Industrial Research, Building Research Technical Paper no. 24, London 1939.

- [37] Tichý, M. and
Vorlicek, M.: "Safety of eccentrically loaded reinforced concrete columns"
Proceedings ASCE 88 (1962)
No.St.5 T.I.Paper 3292, page 1-10
- [38] Tung, A.: "Ultimate strength design charts for columns controlled by tension"
Journal ACI 29, 1957, no.6, page 471-480
- [39] Viest, I.M.,
Elstner, R.C. and
Hognestad, E.: "Sustained load strength of excentrically loaded short concrete columns"
Journal ACI 27, 1956, no.7, page 727-755
Detroit 1956
- [40] Voellmy, A.: "Zusammenhang zwischen Druck-, Biege- und Knickfestigkeit von Beton und Eisenbeton
Schweizerische Bauzeitung 1949
- [41] Zurmühl, R.: "Praktische Mathematik"
Springer-Verlag, Berlin 1961

3. Einführung

Die Lösung des Stabilitätsproblems - formuliert am geraden Stab unter mittiger Druckkraft - gelang zuerst dem Mathematiker Leonhard Euler im Jahre 1744 unter Voraussetzung ideal-elastischen Materials. Er wies nach, daß ein solcher Stab nur bis zu einer bestimmten kritischen Lastgrenze gerade bleiben kann. Diese Lastgrenze wird heute als Eulersche Knicklast P_K bezeichnet.

$$P_K = \frac{\pi^2 \cdot EJ}{s_K^2}$$

Oberhalb dieser Grenzlast P_K ist die gerade Stabform nicht mehr stabil. Der Stab muß in eine andere ausgebogene Gleichgewichtslage ausweichen. Da somit zwei benachbarte Gleichgewichtslagen - eine gerade und eine ausgebogene - auftreten, spricht man von einem Stabilitätsproblem mit Gleichgewichtsverzweigung.

Der mittig gedrückte Stab aus ideal - elastischem Material besitzt jedoch nur theoretische Bedeutung. Praktisch ist jeder Stab selbst bei geplantem mittigem Lastangriff infolge unvermeidbarer baupraktischer Mängel etwas exzentrisch belastet. Das Tragverhalten eines ausmittig gedrückten Stabes unterscheidet sich jedoch von dem des mittig gedrückten dadurch, daß schon bei geringen Lasten Ausbiegungen auftreten. Auch bei ideal-elastischem Baustoff sind diese Ausbiegungen nicht proportional zur Last.

Bei Stäben aus wirklichkeitsnahem Material, das sich nicht ideal-elastisch verhält, wachsen die Verformungen begreiflicherweise noch schneller an. Bei schlanken Druckgliedern wird die Traglast erreicht, wenn die Zunahme des äußeren Momentes größer ist als die des inneren, also kein Gleichgewicht zwischen äußeren und inneren Schnittgrößen mehr möglich ist. Die Traglast kann bei gedrunkenen Stützen auch durch Erreichen einer Festigkeitsgrenze bestimmt werden.

Eine genaue Berechnung des ausmittig belasteten Stahlstabes gelang zuerst E. Chwalla im Jahre 1922, der die Traglasten schrittweise ermittelte. Durch vereinfachende Annahmen für die Biegelinie konnten Ros und Brunner [30] und durch Vereinfachungen der Spannungs-Dehnungslinie Jäger-Jezek [18] eine geschlossene Lösung des Problems angeben. Für den Verbundbaustoff Stahlbeton ist diese Lösung jedoch nur in Ausnahmefällen anwendbar, da das Verformungsverhalten zweier Baustoffe, der Übergang nach Zustand II (gerissene Zugzone) und die besondere Form der Spannungs-Dehnungslinie des Betons zusätzlich zu berücksichtigen wären.

Ein Verfahren zur Berechnung von Stahlbetonsäulen wurde zuerst im Jahre 1934 von Baumann [2] veröffentlicht. Habel [10-14] hat in den folgenden Jahren die wichtigsten Einflüsse auf die Traglast von zentrisch und exzentrisch belasteten Stahlbetonstäben untersucht.

Die Arbeiten von Voellmy [40] und Jäger [17] enthalten weitere wichtige Beiträge auch im Hinblick auf ein vereinfachtes Bemessungsverfahren.

Kordina [19] stellt diese Arbeiten zusammen und untersucht die Einflüsse der wichtigsten Parameter auf die Traglast, um auf diese Weise allgemein gültige Grundlagen für ein Bemessungsverfahren zu schaffen. Vor allem werden von ihm auch Langzeiteinflüsse untersucht. Eine selbständige Behandlung dieser Frage wurde von Krieg [24] und später von Gaede [7] vorgelegt.

In den letzten 40 Jahren wurde außerdem eine große Anzahl von Versuchen durchgeführt, um die Traglast von Stahlbetonstützen im Experiment zu bestimmen. Die Ergebnisse wurden vielfach von den Autoren zur Bestätigung ihrer theoretischen Rechenverfahren oder als Grundlage für Vorschriften benutzt. Auch in der vorliegenden Arbeit wird über eigene Versuche berichtet; sie wurden vorzugsweise durchgeführt, um geeignetes Vergleichsmaterial zu der rechnerischen Ermittlung der Stabverformungen unter Kurz- und Langzeitbelastung zu erhalten.

Die nachfolgenden theoretischen Untersuchungen gehen von folgenden Voraussetzungen aus:

- Beiderseits gelenkig gelagerter gerader Stab
- Ebenbleiben der Querschnitte
- Voller Verbund zwischen Stahleinlagen und Beton ($\varepsilon_e = \varepsilon_b$)
- Begrenzte Zugfestigkeit des Betons
- Vernachlässigung des Querkrafteinflusses auf die Traglast
- Rechteckquerschnitt, soweit nicht ausdrücklich anders festgelegt
- Querschnittsgröße und symmetrisch angeordneter Bewehrungsgehalt konstant - soweit nicht ausdrücklich anders festgelegt.

4. Grundlagen

4.1 Beton, Kennwerte der Biegedruckzone

Für die Berechnung der Biegesteifigkeit bewehrter Betonquerschnitte ist die Kenntnis von Lage und Größe der Biegedruckkraft im Querschnitt in Abhängigkeit von den Randverformungen erforderlich. Diese Werte können auf verschiedene Art ermittelt werden:

- a) Aus dem Spannungs-Dehnungsdiagramm des Betons, ermittelt unter zentraler Druckbeanspruchung, ergeben sich durch Integration der Fläche zwischen den gewählten Randdehnungen die Größe und Lage der Betondruckkraft. Vergleiche mit Versuchsergebnissen an ausmittig belasteten Prismen bzw. Stützen zeigen, daß diese Lösung für Querschnitte im Zustand II gute Ergebnisse liefert, während sich für solche im Zustand I Abweichungen einstellen.
- b) Aus Versuchsergebnissen hat Rüsç [31,32] die Kennwerte der Biegedruckzone (Lage und Größe der Druckkraft in Abhängigkeit von der Stauchung des Druckrandes) ermittelt. Die Verwendung dieser Diagramme erübrigt die Integration und gibt außerdem die Möglichkeit, das wirkliche Verhalten der Biegedruckzone in die Berechnung einzuführen. Hiervon wurde Gebrauch gemacht; die Kennwerte der Biegedruckzone wurden in Abhängigkeit von den Randdehnungen - vergleiche auch Abbildung 1 - in einem Datensatz erfaßt und den elektronischen Berechnungen der Traglast zugrunde gelegt.

Die Festlegung der rechnerisch zu berücksichtigenden Betongüte in einer Stahlbetonstütze bedarf besonderer Überlegung. Für die Bemessung von Stahlbetonbauteilen wird nach DIN 1045, Neufassung, jene Betongüte zugrunde gelegt, die der 5%-Fraktile entspricht (B_n). Die Berechnung von Bauteilen mit lastabhängigen Verformungen erlaubt jedoch die Einführung einer etwas höheren Betongüte, da andernfalls die Ermittlung der Verformungen wirklichkeitsfremd würde. Es liegt nahe, hierfür die mittlere Betongüte B heranzuziehen, da sie als Mittelwert das Verformungsverhalten des ganzen Stabes gut wiedergeben dürfte. Die Einflüsse einer örtlichen Fehlstelle und einer ruhenden Dauerbelastung bleiben hierbei außer Ansatz. Werden diese Rechengrundlagen, insbesondere die Betongüte B, auch zur Traglastermittlung herangezogen, erhält man Kurzzeit-Traglasten von fehlerfreien Stahlbetonstützen. Solche Unterlagen sind für vergleichende

Untersuchungen, u.a. zur Nachrechnung von Laborversuchen, wertvoll und wurden daher auch hier aufbereitet (vergl. Abschnitt 5.52).

Für die praktische Bemessung genügen die vorstehend geschilderten Rechenannahmen nicht; hier muß zwischen Bemessung unter Einbeziehung der Einflüsse von Fehlstellen und Dauerlasten und Verformungsberechnung unterschieden werden. Außerdem ist eine ungewollte Ausmittigkeit zu berücksichtigen und sind die Sicherheitsvorstellungen von DIN 1045 E einzuführen. Die Verformungsberechnung liefert hierbei gewissermaßen nur die nach Theorie II. Ordnung vergrößerten Schnittgrößen, die einer Regelbemessung zugrundegelegt werden. Nach diesen Gesichtspunkten wurden die Traglasten und zulässigen Lasten des Abschnittes 7 ermittelt. Allerdings wird für die praktische Bemessung aus Sicherheitsüberlegungen auch die Verformungsberechnung auf die Betongüte B_n , also die 5%-Fraktile, bezogen.

Die rechnerische Betongüte in Abschnitt 7 wird somit wie folgt festgelegt - wobei der Umrechnungsfaktor zwischen Prismenfestigkeit und Würfelfestigkeit mit 0,85 sowie der Einfluß einer Dauerbelastung bei der Bemessung mit etwa 0,82 berücksichtigt wurde:

Mittelwert B	Nennbetongüte B_n	rechnerische Höchstspannung für die	
		Verformungsberechnung $= 0,85 \cdot B_n$	Bemessung $= 0,7 \cdot B_n^{+)}$
200	150	128	105
300	250	213	182
400	350	297	245
500	450	383	315
600	550	468	385

Für die Verformungsberechnung wird ein Dauerlasteinfluß nicht grundsätzlich in Ansatz gebracht, da Kriechverformungen von Stahlbetonstützen von sehr verschiedenen Parametern abhängen (Ausmittigkeit, Bewehrungsgehalt, Schlankheit usw.), und es daher wirtschaftlicher ist, diesen Einfluß im Einzelfall gesondert zu untersuchen.

⁺) Diese Festlegung dürfte nach dem Stand der Beratungen über die Neufassung von DIN 1045 nicht in vollem Umfang aufrecht erhalten bleiben.

4.2 Stahl

Die Spannungs-Dehnungsgesetze der Betonstähle wurden nach Abbildung 3 festgelegt. Die Neufassung von DIN 1045 wird voraussichtlich für alle Betonstahlgüten bilineare Spannungs-Dehnungsgesetze angeben.

4.3 Weitere Rechenannahmen

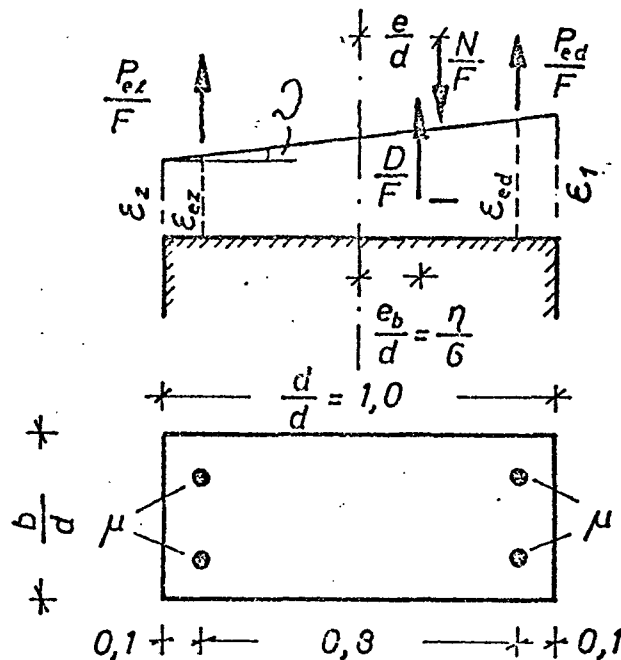
Im Rechenprogramm wird mit bezogenen Größen gearbeitet. Die Querschnittsgrößen werden dabei auf die Querschnittshöhe d bezogen, die Querschnittsbreite b wird zu 1 angenommen (vgl. Abb. 4). Kräfte werden auf die Querschnittsfläche $F = b \cdot d$ bezogen, Momente auf $b \cdot d^2$. Die Lage der Bewehrung wird mit einem Randabstand von $0,1 \cdot d$ festgelegt; Abweichungen hiervon werden später durch gesonderte Untersuchungen erfaßt.

5. Berechnung von Stabsteifigkeit und Traglast

5.1 Berechnung der Steifigkeit des Stahlbetonrechteckquerschnitts ohne Berücksichtigung des Betons in der Zugzone

5.1.1 Berechnung der Steifigkeit im Zustand I (Querschnitt erhält nur Druckspannungen).

In der nachfolgenden Skizze sind die Querschnittsgrößen auf d und die Kräfte auf F bezogen, wodurch die Querschnittsabmessungen dimensionslos werden und die Kräfte die Dimension einer Spannung (kp/cm^2) erhalten.



Aus dem Bewehrungsanteil und den Dehnungen erhält man die Kräfte der Stahleinlagen auf der Zugseite zu

$$\frac{P_{ez}}{F} = \mu \cdot E_e \cdot \epsilon_{ez} \quad \text{mit } \epsilon_{ez} = \epsilon_2 - 0,1\psi$$

und auf der Druckseite

$$\frac{P_{ed}}{F} = \mu' \cdot E_e \cdot \epsilon_{ed} \quad \text{mit } \epsilon_{ed} = \epsilon_2 - 0,9\psi$$

Diese Formeln sind jedoch nur bis zur Proportionalitätsgrenze des Stahles gültig. Oberhalb dieser Grenze ist für

$$E_e \cdot \epsilon_{ed} \quad \text{bzw.} \quad E_e \cdot \epsilon_{ez}$$

die der Dehnung ϵ_{ez} bzw. ϵ_{ed} zugehörige Stahlspannung des $\sigma - \epsilon$ - Diagramms des Stahles einzusetzen. (Siehe Abb. 3).

Die Größe der Betondruckkraft $\frac{D}{F}$ und deren Lage im Querschnitt, (festgelegt durch η) werden aus Diagrammen ähnlich Abb. 1 entnommen, welche die Ergebnisse von Rüschi [32] in verbesserter Form wiedergeben.

Für vorgegebene Randdehnungen ϵ_1 und ϵ_2 kann die Größe der flächenbezogenen Betondruckkraft als auf die Prismenfestigkeit des Betons bezogene Größe α_p entnommen werden. Es wird also

$$\frac{D}{F} = \alpha_p \cdot \beta_p \quad \text{bzw.} \quad D = \alpha_p \cdot \beta_p \cdot b \cdot d$$

Den Abstand dieser Kraft von der Schwerachse einer rechteckigen Betondruckzone erhält man ebenfalls nach Abb. 1.

$$\text{aus} \quad \eta = e_b \cdot \frac{6}{d} \quad \text{zu} \quad e_b = \frac{\eta \cdot d}{6} .$$

Bei $d = 1$ wird der bezogene Abstand der Betondruckkraft von der Schwerachse der Betondruckzone

$$\underline{\underline{e_b = \eta/6 .}}$$

Aus der Normalkraft-Gleichgewichtsbedingung wird N/F errechnet:

$$\frac{N}{F} = \frac{D}{F} + \frac{P_{ed}}{F} + \frac{P_{ez}}{F} .$$

Aus der Gleichgewichtsbedingung $\sum M = 0$ um den Schwerpunkt der Zugsbewehrung ergibt sich e/d (vgl. Skizze Seite 16):

$$\frac{P_{ed}}{F} \cdot 0,8 + \frac{D}{F} \left(0,4 + \frac{\eta}{6} \right) - \frac{N}{F} \left(0,4 + \frac{e}{d} \right) = 0$$

$$\frac{e}{d} = \frac{1}{N/F} \left(\frac{P_{ed}}{F} \cdot 0,8 + \frac{D}{F} \left(0,4 + \frac{\eta}{6} \right) \right) - 0,4$$

Damit wird das "innere" Moment:

$$\frac{M}{d \cdot F} = \frac{N}{F} \cdot \frac{e}{d} .$$

Bezeichnet $\delta = \frac{\epsilon_1 - \epsilon_2}{d}$ die Querschnittsverdrehung, so ergibt sich die Querschnittssteifigkeit als Verhältnis von innerem Moment zur Verdrehung:

$$EJ = \frac{M}{\delta}$$

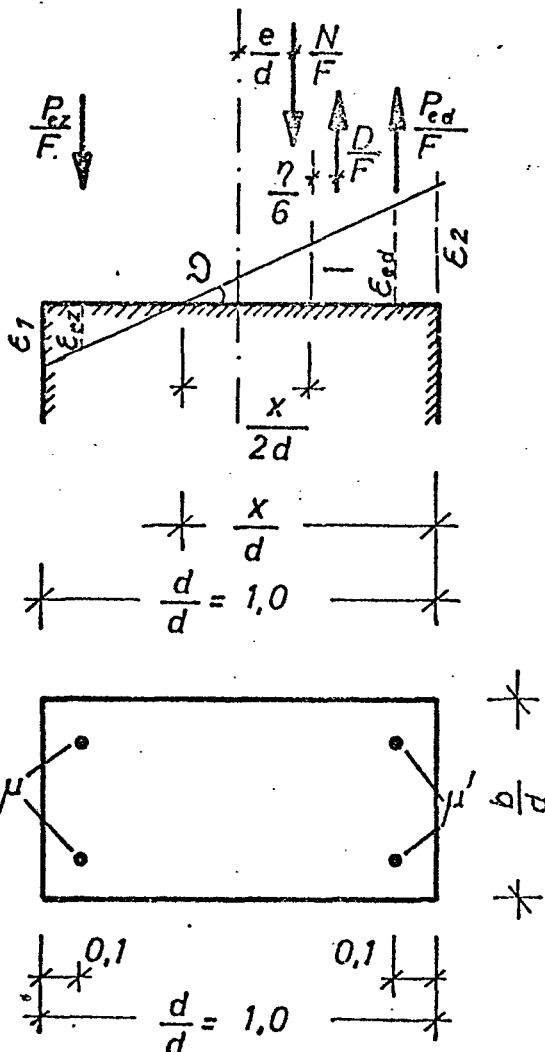
=====

5.12 Berechnung der Steifigkeit Im Zustand II (Nulllinie im Querschnitt)

Analog zu 5.11 wird $E \cdot J$ wie folgt ermittelt:

$$\frac{P_{ez}}{F} = \mu \cdot E_e \cdot \epsilon_{ez} \quad \text{mit} \quad \epsilon_{ez} = \epsilon_2 - 0,1 \cdot \eta$$

$$\frac{P_{ed}}{F} = \mu' \cdot E_e \cdot \epsilon_{ed} \quad \text{mit} \quad \epsilon_{ed} = \epsilon_2 - 0,9 \cdot \eta$$



Für $E_e \cdot \epsilon_{ez}$ bzw.

$$E_e \cdot \epsilon_{ed} > \sigma_{0,01}$$

ist wie bei 5.11 σ_e aus der Spannungsdehnungslinie des Stahls zu entnehmen (s. Abb. 3).

η und α_p ist wie vor aus Abb. 1 abzulesen.

$$\text{Mit } D = \alpha_p \cdot \beta_p \cdot b \cdot x$$

$$\text{wird } \frac{D}{F} = \alpha_p \cdot \beta_p \cdot \frac{x}{d}$$

Die Normalkraft-Gleichgewichtsbedingung ergibt:

$$\frac{N}{F} = \frac{D}{F} + \frac{P_{ed}}{F} + \frac{P_{ez}}{F}$$

Aus der Momentengleichgewichtsbedingung um die Schwerachse der Zueinlagen erhält man

$$\frac{P_{ed}}{F} \cdot 0,8 + \frac{D}{F} (0,9 - 0,5 \frac{x}{d} + \frac{\eta}{6}) - \frac{N}{F} (0,4 + \frac{e}{d}) = 0$$

$$\frac{e}{d} = \frac{1}{N/F} \left(\frac{P_{ed}}{F} \cdot 0,8 + \frac{D}{F} (0,9 - 0,5 \frac{x}{d} + \frac{\eta}{6}) \right) - 0,4.$$

Damit ergibt sich das "innere" Moment zu

$$\frac{N}{F} \cdot \frac{e}{d} = \frac{M}{d \cdot F}$$

und die Querschnittssteifigkeit

$$EJ = \frac{M}{\vartheta}$$

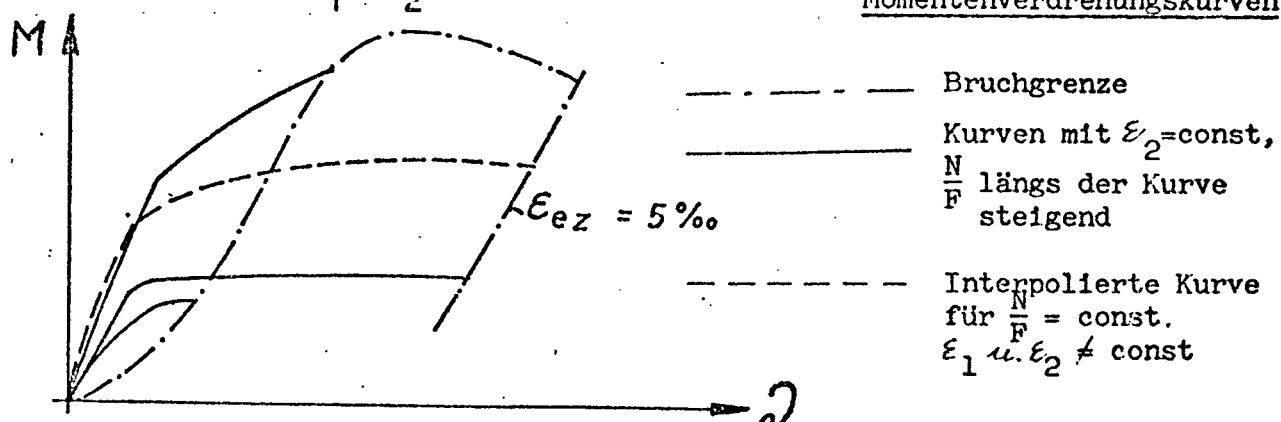
5.13 Berechnung von Momenten-Verdrehungskurven

Mit Hilfe der unter 5.11 und 5.12 abgeleiteten Formeln werden Kurven errechnet, indem die Steifigkeit EJ für verschiedene Werte ϵ_1 und ϵ_2 unter Vorgabe von

Betongüte,
Stahlgüte
und Bewehrungsanteilen

ermittelt wird.

Für ein jeweils konstant gehaltenes ϵ_2 wird für verschiedene ϵ_1 der Wert $EJ(\epsilon_1, \epsilon_2)$ ermittelt.



Die Begrenzung der Dehnungen des Stahls auf der Zugseite ist durch $\epsilon_{ez} = 5\text{‰}$ festgelegt.

Längs der so erhaltenen Kurven ist die Normalkraft $\frac{N}{F}$ veränderlich.

Da für die Traglastberechnung Kurven zweckmäßig sind, bei denen $\frac{N}{F}$ konstant ist, wurden aus den oben genannten Werten solche Kurven interpoliert. (Vgl. Abb.8.)

5.2 Berechnung der Steifigkeit von Stahlbetonrechteckquerschnitten ----- bei Berücksichtigung der Mitwirkung des Betons in der Zugzone

Die unter 5.1 errechneten Momentenverdrehungskurven weisen den Mangel auf, daß die Zugfestigkeit des Betons nicht berücksichtigt ist und die Tragfähigkeit des Betons in der Zugzone zwischen den Rissen vernachlässigt wurde. Der dadurch entstehende Fehler ist für Querschnitte mit geringer Bewehrung und kleinen Längskräften im Bereich des Überganges von Zustand I in Zustand II nicht unerheblich, wie Rao [29] zeigt.

Für die Berechnung von Stahlbetondruckgliedern sind also fühlbare Laststeigerungen bei geringer Bewehrung im Bereich großer Ausmittigkeiten und großer Schlankheiten zu erwarten.

Für Querschnitte mit reiner Momentenbeanspruchung hat Rao ein Verfahren angegeben, das es erlaubt, Momentenverdrehungskurven für Stahlbetonrechteckquerschnitte mit Berücksichtigung des Betons in der Zugzone zwischen den Rissen zu errechnen. Dieses Verfahren wurde auch für die Berechnung von Querschnitten mit Längskraft angewandt. Zur Bestätigung wurden am Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der TU Braunschweig Versuche an Stahlbetonprismen durchgeführt. (Vgl. Abschnitt 6.1).

5.21 Berechnung der Steifigkeit von Stahlbetonrechteckquerschnitten nach Rao für Zustand I

Die Momentenverdrehungskurven werden bis zum Erreichen des ersten Risses in der Zugzone (Rißmoment) mit Hilfe der Elastizitätstheorie berechnet. Dabei ergibt sich eine gute Übereinstimmung mit den Versuchen.

Für einen Stahlbetonrechteckquerschnitt mit Druck- und Zugbewehrung beträgt der Abstand der Schwerachse vom gedrückten Rand

$$\frac{s}{h} = \frac{\frac{1}{2} \cdot \frac{d}{h} + (n-1) (\mu + \mu' \frac{h'}{h})}{1 + (n-1) (\mu + \mu')}$$

Als auf d bezogene Größe mit $h = 0,9 \cdot d$ wird

$$\frac{s}{d} = \frac{0,500 + (n-1) (\mu + \mu' \frac{h'}{h})}{1 + (n-1) (\mu + \mu')}$$

Das Trägheitsmoment um die Schwerachse beträgt:

$$J_b = b \cdot h \cdot d \cdot \left[\frac{1}{3} \cdot \frac{d^2}{h^2} + \left(\frac{d}{h} - \frac{s}{h} \right)^2 + (n-1) \cdot \left(\mu \cdot \left(1 - \frac{s}{h} \right)^2 + \mu' \cdot \left(\frac{s}{h} - \frac{h'}{h} \right)^2 \right) \right]$$

Als bezogene Größe mit $h = 0,9 \cdot d$ und $b = 1$ wird

$$J'_b = \frac{1}{12} + \left(0,5 - \frac{s}{d} \right)^2 + (n-1) \cdot \left[\mu \cdot \left(0,9 - \frac{s}{d} \right)^2 + \mu' \cdot \left(\frac{s}{d} - 0,1 \right)^2 \right]$$

Die Biegezugfestigkeit des Betons wird nach [19] zu

$$\beta_{bz} = 2,3 \cdot \sqrt{\beta_{W28}} \text{ [kp/cm}^2\text{]} \text{ angenommen.}$$

Damit läßt sich das Rißmoment

$$M_R = \frac{J_b (\beta_{bz} - \sigma_b)}{d - s}$$

errechnen.

Mit bezogenen Größen wird

$$M'_R = \frac{J'_b (\beta_{bz} - \sigma_b)}{\left(1 - \frac{s}{d} \right)}$$

mit

$$\sigma_b = \frac{N}{b \cdot d + (n-1) \cdot (F_e + F'_e)} \text{ bzw.}$$

$$\sigma'_b = \frac{N'}{1 + (n-1) (\mu + \mu')}$$

Der Verlauf der Momentenverdrehungskurve vom Nullpunkt bis zum Rißmoment ist geradlinig, da nach der Elastizitätstheorie gerechnet wurde.

Die zum Rißmoment gehörende Verdrehung ergibt sich zu

$$\vartheta_R = \frac{M}{E_b \cdot J_b} = \frac{\beta_{bz} - \sigma_b}{E_b (d - k_x \cdot h)} \quad \text{bzw.}$$

$$\vartheta'_R = \frac{\beta_{bz} - \sigma_b}{E_b (1 - 0,9 \cdot k_x)}$$

5.22 Berechnung der Steifigkeiten von Stahlbetonrechteckquerschnitten nach Rao für Zustand II (Oberhalb des Rißmomentes)

Unter Punkt 5.1 wurde die Berechnung von Momentenverdrehungskurven ohne Berücksichtigung der Tragwirkung des Betons in der Zugzone gezeigt. Die dabei errechneten Randdehnungen gelten jedoch nur für Rißquerschnitte. Im Bereich zwischen den Rissen sind die Randdehnungen kleiner, da hier der Beton in der Zugzone mitträgt. Für die wirklichkeitsnahe Berechnung von Stahlbetonbauteilen ist die Kenntnis der mittleren Randdehnungen über einen längeren Stababschnitt sowohl auf der Druckseite als auch an der Zugseite erforderlich.

Die Berechnung dieser Größen geschieht im folgenden nach Rao [29].

Für eine angenommene Verbundspannungsverteilung zwischen der Zugbewehrung und dem Beton zwischen den Rissen erhält man als mittlere Stahldehnung auf der Zugseite

$$\epsilon_{ez,m} = \epsilon_{e,II} - \frac{k \cdot \beta_{b,z}}{E_e \cdot \mu}$$

wobei $k = 2k_o \cdot c_1 \cdot c_2 \cdot c_3 / (1 - k_{a,m} \cdot (\frac{x}{d})_m)$ bedeutet.

Der Faktor k beinhaltet

1. die Verteilung der Verbundspannungen zwischen Zugbewehrung und Beton zwischen den Rissen (k_o),
2. die Größe der mitwirkenden Betonzugfläche in der Mitte zwischen zwei benachbarten Rissen (Faktor c_1),
3. die Verteilung der Betonzugspannungen auf der unter 2 genannten Fläche (Faktoren c_2 und c_3).

Diese Werte können nicht theoretisch ermittelt werden, weil unsere derzeitigen Kenntnisse über diese Spannungsverteilungen nicht ausreichen; der Faktor k wurde daher in Abhängigkeit vom Verhältnis

$$\frac{\sigma_{e,II} - \sigma_{e,II}^R}{\sigma_{e,II}}$$

aus Versuchen bestimmt. (Siehe Abb. 7).

Die von Rao für reine Biegebeanspruchung abgeleitete Berechnungsweise wurde auf Querschnittsberechnungen für Biegung mit Achsdruck übertragen. Versuche, die am Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau in Braunschweig gemacht wurden, sind zur Prüfung dieser Annahme herangezogen worden. (Vgl. Ergebnisse in Abschn. 6.1)

Unter Zugrundlegung der Annahme, daß sich das Moment der inneren Druckkraft um die Achse der Zugeinlagen längs eines Stahlbetonstabes im Zustand II nur wenig ändert, ist aus den Gleichungen

$$\frac{x}{h} = \frac{-\epsilon_1}{\epsilon_{ez} - \epsilon_1} \quad \text{und}$$

$$\bar{M}_{ez} = \frac{M_{ez}}{\beta_w \cdot b \cdot h^2} = \alpha_w \cdot \frac{x}{h} \cdot (1 - k_a \cdot \frac{x}{h})$$

die mittlere Betonrandstauchung $\epsilon_{1,m}$ zu ermitteln:

Hierbei ist also jener Wert

$$\frac{x}{h} = \frac{-\epsilon_{1,m}}{\epsilon_{ez,m} - \epsilon_{1,m}}$$

zu suchen, für den sich aus der oben angegebenen Gleichung für M_{ez}

$$\bar{M}_{ez} = \bar{M}_{ez,II}$$

ergibt. Die mittlere Betonrandstauchung muß iterativ unter Vorgabe mehrerer Werte für $\epsilon_{ez,m}$ gefunden werden.

Aus den mittleren Randstauchungen $\epsilon_{ez,m}$ und $\epsilon_{1,m}$ ergibt sich die mittlere Querschnittsverdrehung zu

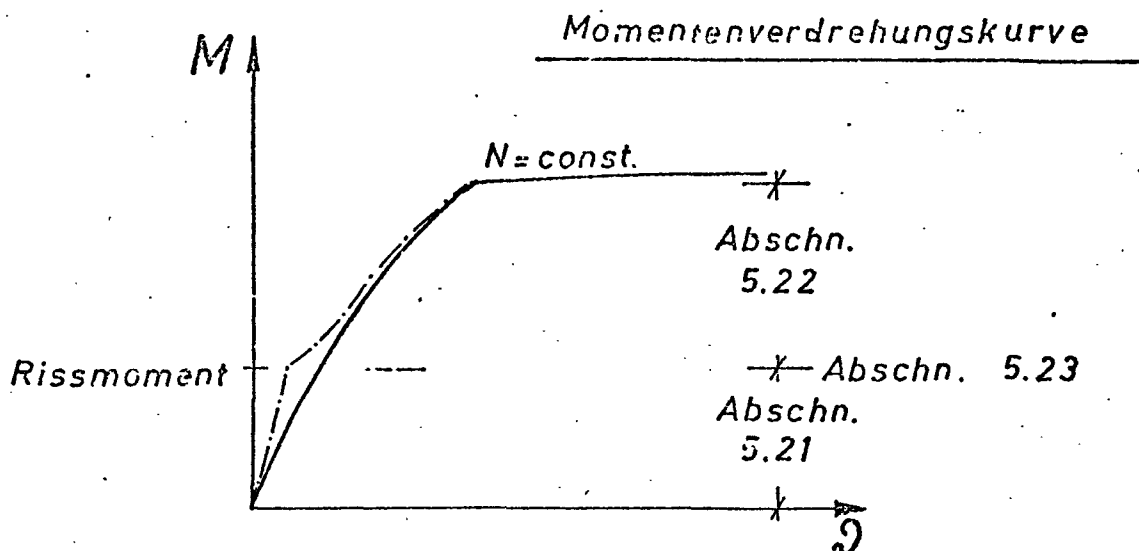
$$\varphi_m = + \epsilon_{ez,m} - \epsilon_{1,m}$$

und damit die mittlere Querschnittssteifigkeit zu

$$EJ = \frac{M}{\vartheta_m} .$$

5.23 Berechnung von Momentenverdrehungskurven mit Berücksichtigung der Tragwirkung des Betons in der Zugzone

Die Momentenverdrehungskurven verlaufen geradlinig bis zum Rißmoment, das, wie unter 5.21 gezeigt, berechnet wird. Oberhalb dieses Momentes bis zur Fließgrenze der Stahleinlagen auf der Zugseite werden zunächst die Werte einer Momentenverdrehungskurve ohne Berücksichtigung der Betonzugzone ermittelt. Mit Hilfe der von Rao abgeleiteten Beziehungen werden diese so verbessert, daß sie die mittlere Steifigkeit eines Stahlbetonstabes wiedergeben.



Oberhalb der Fließgrenze der Stahleinlagen auf der weniger gedrückten Seite wird der Einfluß der Tragwirkung des Betons auf der Zugseite zwischen den Rissen vernachlässigbar klein und daher nicht mehr berücksichtigt. Die Momentenverdrehungskurve in diesem Bereich wird also, wie unter Punkt 5.1 beschrieben, ermittelt.

Anhand der für verschiedene Betongüten und Bewehrungsgehalte berechneten $M - \vartheta$ -Kurven mit und ohne Berücksichtigung der Mitwirkung des Betons auf Zug (siehe Abb. 8 bis 11) ist die Größe des "Rao-Einflusses" erkennbar. (Vgl. auch Abschnitt 6.1).

Für $d = 1$ wird $\vartheta = \epsilon_2 - \epsilon_1$

und
$$EJ = \left| \frac{M}{\vartheta} \right|$$

Zu diesem Wert EJ gehört eine ganz bestimmte Querschnittsnormalkraft N .

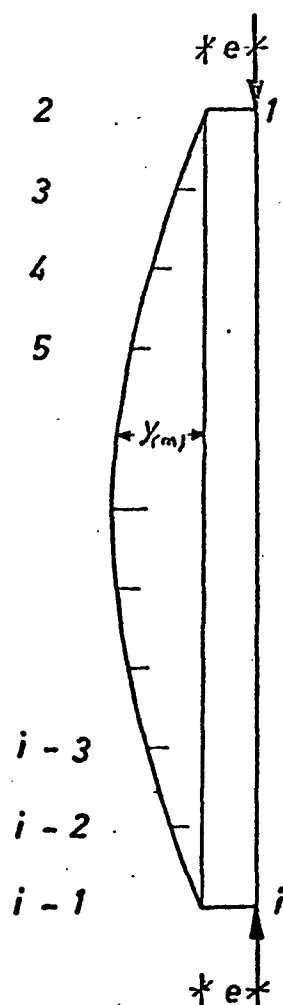
Für einen Stahlbetondruckstab ist somit die Differentialgleichung

$$\frac{d^2 y}{dx^2} + \frac{M}{EJ(M, N)} = 0$$

unter Berücksichtigung des Umstandes zu lösen, daß

$EJ_{(M)}$ stets nur für ein vorgegebenes N bestimmt werden kann.

Die Bearbeitung dieses Problems erfolgte wegen des großen Rechenaufwandes elektronisch, wobei zur Lösung Iterationsverfahren herangezogen wurden:



Durch schrittweise Steigerung der Belastung von einem kleinen Anfangswert bis zum Bruch wird die Tragfähigkeit des Stabes berechnet, indem für jede Laststufe die Biegelinie iterativ durch wiederholte, punktweise Berechnung der Ausbiegungen ermittelt wird.

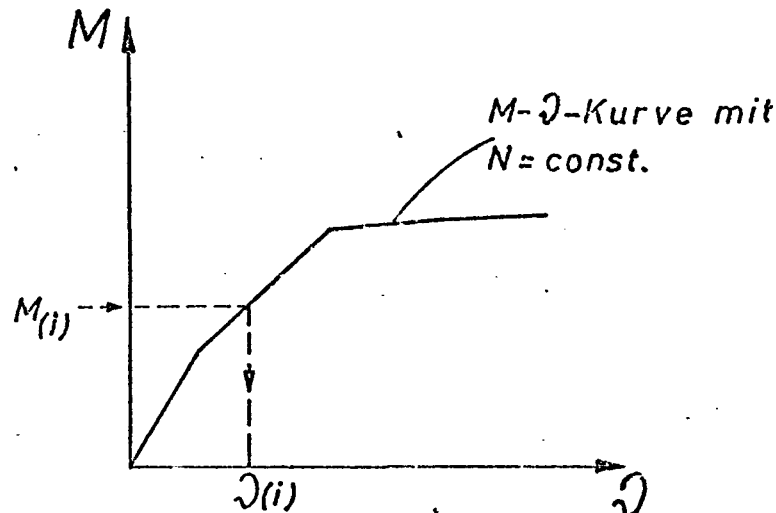
Zu diesem Zweck wird der Stab in m Abschnitte unterteilt. m wird ungerade gewählt, um im gefährdeten Querschnitt einen Berechnungspunkt zu erhalten.

Der Stab wird nun mit einer kleinen Längskraft N belastet. Für N wird, wie im Abschnitt 5.1 gezeigt, die Momentenverdrehungskurve berechnet. Für die Teilungspunkte ergeben sich die Momente $M_i = N(e + y_i)$ ($y_i = 0$ für Ausgangslage).

Wie nachstehend abgebildet, ist damit

$$EJ(i) = \frac{M_i}{\vartheta'(i)}$$

aus der Momentenverdrehungskurve zu bestimmen. Hierbei wurde keine Mitwirkung des Betons auf Zug in Ansatz gebracht.



Mit Hilfe von "elastischen Gewichten" werden die Verschiebungen $y(i)$ berechnet. Durch Wiederholung dieses Vorganges kann die Biegelinie unter der Last N mit der erforderlichen Genauigkeit errechnet werden. Zu jeder Laststufe wurden ferner die Endtangente neigung und die Randsauchungen im gefährdeten Querschnitt ermittelt (s. 5.4).

Durch Steigerung der Last N um ΔN bis zur Bruchlast N_B und Wiederholung der Berechnung der Biegelinie für jede Laststufe wird jene Last ermittelt, die gerade noch von der Stütze getragen werden kann. Diese Last wird als Traglast bezeichnet. Sie kann mit Hilfe der Iteration beliebig genau berechnet werden. Um Rechenzeit an der Maschine zu sparen, wurde ein abgekürztes Verfahren zur Berechnung der Traglast benutzt: Die Last N wird in den ersten Berechnungsschritten jeweils um $\Delta N = 50 \text{ kp/cm}^2$ erhöht. Ist nun eine Laststufe zu hoch gewählt worden, wird die Iteration von der nächst tieferen Laststufe aus mit $\Delta N_2 = 0,1 \cdot \Delta N_1$ fortgesetzt.

Durch Wiederholung dieser Sprünge wird die Lösung um je eine Stelle genauer. Die Anzahl der Sprünge ist der Maßstab

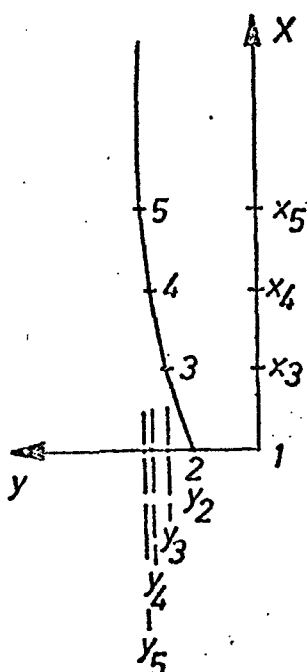
für die Genauigkeit der Endlösung.

Eine weitergehende Abkürzung der Iteration durch noch größere Sprünge ΔN wurde vermieden, da einige Lösungen für Laststufen zwischen $N = 0$ und $N = N_B$ für weitere Untersuchungen verwendet werden sollten.

Die Traglasten wurden für verschiedene Schlankheiten ($0 < \lambda < 280$) berechnet. Die Ergebnisausgabe erfolgte tabellarisch, und zwar einmal mit dem Scharparameter m (Ausmittigkeit) und zum anderen mit dem Scharparameter μ_z (Zugbewehrungsprozentsatz).

Zu jeder Traglast sind ferner die Mittenauslenkungen y_m , die Verdrehungen der Endtangente (s. Punkt 5.4) und die Randstauchungen angegeben. Damit sind nicht nur die Traglasten, sondern auch die Verformungen des Stabes bekannt.

5.4 Berechnung der Endtangentenneigung von Stahlbetondruckstäben



Zur Berechnung der Neigung der Endtangente wird das Interpolationspolynom nach Lagrange (vgl. [41]) herangezogen, da die Biegelinie nur punktweise berechnet wird. Wie durch Kontrollrechnungen an bekannten Funktionen festgestellt wurde, ist das Polynom 3. Grades, festgelegt durch die Ausbiegung von 4 Punkten (z.B. 2 bis 5) genügend genau.

$$y(x) = \frac{(x-x_2) \cdot (x-x_4) \cdot (x-x_5)}{(x_3-x_2)(x_3-x_4)(x_3-x_5)} \cdot y_3 + \frac{(x-x_2)(x-x_3)(x-x_5)}{(x_4-x_2)(x_4-x_3)(x_4-x_5)} \cdot y_4 + \frac{(x-x_2)(x-x_3)(x-x_4)}{(x_5-x_2)(x_5-x_3)(x_5-x_4)} \cdot y_5$$

Mit $(x_3 - x_2) = (x_4 - x_3) = (x_5 - x_4) = a$ wird

$$\begin{aligned} y(x) = & \frac{1}{2a^3} y_3 (x-x_4)(x-x_5)x \\ & - \frac{1}{2a^3} y_4 (x-x_3)(x-x_5)x \\ & + \frac{1}{6a^3} y_5 (x-x_3)(x-x_4)x \end{aligned}$$

Mit $x_3 = a$, $x_4 = 2a$ und $x_5 = 3a$ wird

$$\begin{aligned} y(x) = & \frac{1}{2a^3} y_3 (x^3 - 5ax^2 + 6a^2x) \\ & - \frac{1}{2a^3} y_4 (x^3 - 4ax^2 + 3a^2x) \\ & + \frac{1}{6a^3} y_5 (x^3 - 3ax^2 + 2a^2x) \end{aligned}$$

Nach x differenziert, ergibt sich für $x = 0$ die Verdrehung der Endtangente zu

$$y'(x=0) = \frac{1}{a} (3y_1 - 1,5y_2 + 0,333 y_3).$$

Für jede Laststufe wird im Programm dieser Ausdruck ausgewertet. Damit ist durch die stufenweise Steigerung der Last (vgl. Abschnitt 5.3) der Verlauf der Funktion, die die Endverdrehung angibt, vom Belastungsbeginn bis zum Versagen der Stütze punktweise bekannt.

5.5_Ergebnisse

5.51 Das Rechenprogramm

Für das Rechnen auf einer elektronischen Datenverarbeitungsanlage gelten meist andere Grundsätze als für eine geschlossene analytische Lösung einer Aufgabe.

Da möglichst wenig vereinfachende Annahmen in die Rechnung eingehen sollen, wird das Problem schrittweise gelöst. Der große Kernspeicher der Rechenanlage wird dazu benutzt, weitgehend aufbereitete Rechengrundlagen zu speichern, wodurch schnelle Iterationen im weiteren Programmablauf erreicht werden. Zu diesem Zweck werden mit Hilfe des Unterprogramms EMPE 1 (s. Abbildungen 76-87) Momentenverdrehungskurven berechnet und gespeichert, bei denen die Längskraft nicht konstant ist. Diese Werte erhält man, wenn eine Randdehnung konstant gehalten wird, bei Vorgabe folgender Grundwerte:

- Betongüte
- Bewehrung der Druckzone
- Bewehrung der Zugzone
- Stahlgüte
- Querschnittsform! (Rechteck)
- Lage der Bewehrung.

Benötigt werden im Laufe des weiteren Programms Momentenverdrehungskurven mit konstanter Längskraft. Diese sind aus den gespeicherten Ergebnissen von EMPE 1 durch Interpolation mit Hilfe des Unterprogramms MOMVER zu errechnen. (Aufbau dieses UP s. Abbildungen 80, 82 und 83, 113, 114)..

Das Unterprogramm STEIFI interpoliert aus der Momentenverdrehungskurve (MOMVER) den benötigten Wert für ϑ für ein gegebenes Moment. Damit kann die Steifigkeit eines Querschnitts

$$EJ = \frac{M}{\vartheta}$$

angegeben werden.

Im weiteren Verlauf der Berechnung wird die Verformung eines ausmittig belasteten Stabes mit dem Unterprogramm STABKR (siehe Abb. 85) unter einer Längskraft N mit Hilfe der elastischen Gewichte ermittelt. Die Genauigkeit kann durch Änderung des zulässigen Fehlers beliebig (im Rahmen der Maschinenleistung) eingestellt werden.

Im Unterprogramm SIGK wird durch wiederholte Anwendung des UP STABKR mit jeweils erhöhten Belastungen N die vom Stab gerade noch zu tragende Last ermittelt, bevor er bricht oder ausweicht. (Das äußere Moment wächst in diesem Falle schneller als das innere). Diese Laststufe ist die Traglast. Die gewünschte Genauigkeit ist wiederum regelbar. (Aufbau des UP SIGK s. Abb. 86). Die iterative Berechnung der Traglast wurde gewählt, um den Verlauf der Verformungen der Stäbe vom Belastungsbeginn bis zum Bruch erfassen zu können.

Im Hauptprogramnteil SKLA (s. Abb. 87) werden die in den einzelnen Unterprogrammen ermittelten und gespeicherten Größen ausgegeben. Damit liegen folgende Ergebnisse vor:

1. Traglastspannungen (σ_k)
2. Verformungen
 - a) Stauchung des Druckrandes im gefährdeten Querschnitt (ϵ_1)
 - b) Dehnung der Zugbewehrung im gefährdeten Querschnitt (ϵ_{ez})
 - c) Verdrehung der Endtangente ($y'_{(o)}$)
 - d) Auslenkung in Stabmitte ($y_{(m)}$)

Ferner können zulässige Lasten berechnet werden, wobei die in DIN 1045 für den Knicksicherheitsnachweis gegebenen Regeln beachtet werden.

5.52 Traglasten von Stahlbetondruckgliedern mit Rechteckquerschnitt unter Kurzzeitbelastung

Um eine allgemein verwertbare Grundlage für weitere, vergleichende Untersuchungen zu schaffen, wurden mit Hilfe des elektronischen Rechenprogramms insgesamt 18 Tabellen errechnet (vgl. Muster-Tabellen), aus welchen die Traglasten für bestimmte Ausmittigkeiten und Schlankheiten entnommen werden können. Bei der Berechnung dieser Tafeln wurden folgende Baustoffkennwerte und Bewehrungsanteile zugrundegelegt:

Betongüten	B 200:	Prismenfestigkeit $\beta_p = 170 \text{ kp/cm}^2$ (max.nutzbare Spannung)
	B 400:	" = 340 "
	B 600:	" = 510 "
Stahlgüten	St I (St 22/34)	
	St III (St 42/50)	
Bewehrungs- gehalte:	$\mu = \mu' = 0,4 \%$	
	= 1,0 %	
	= 4,0 %	

Der Randabstand der Bewehrung wurde zu $0,1 \cdot d$ festgelegt. Die Ausmittigkeit des Lastangriffes wurde als bezogene Größe

$$m = e/k$$

eingeführt, wobei $e = M/N$ und $k = \text{Kernweite des Betonquerschnitts}$ (beim Rechteck $= d/6$) bedeuten.

Die errechneten Traglasten sind in Tabellenform zusammen mit der unter der Traglast erreichten Betondruckrandstauchung, der Dehnung der Zugbewehrung, der Verdrehung der Stabenden und der Mittenauslenkung ausgedruckt worden. Für je eine Betongüte, eine Stahlgüte und einen Bewehrungsprozentsatz wurde eine Tafel errechnet, deren Spalten nach Schlankheiten und deren Zeilen nach Ausmittigkeiten geordnet wurden.

Da in vielen Fällen jedoch die Stützenverformungen unter Gebrauchslast interessieren, wurde das Rechenprogramm so gestaltet, daß die Traglast unter schrittweiser Lasterhöhung ermittelt wird und sich so die Möglichkeit ergibt, die Stabverformungen unter jeder beliebigen Last auszuweisen.

Es wurde ein zweiter Tabellensatz ausgearbeitet, der "Gebrauchslasten" ausweist, die mit einem konstanten Sicherheitsfaktor $\nu=2,0$ aus den Traglasten des ersten Tabellensatzes abgeleitet wurden; zu jeder dieser "Gebrauchslasten" wurden die zugeordneten Dehnungen und Stützenverformungen ausgedrückt. Es liegen somit für jeden untersuchten Lastfall zwei exakt ermittelte Zustandsformen vor: Die Traglast sowie eine Gebrauchslast ($=1/2$ Traglast). Genauere Untersuchungen haben gezeigt, daß sich anhand dieser beiden exakt gerechneten Werte mit relativ hoher Genauigkeit die Dehnung oder Stützenverformung für jede beliebige Laststufe durch Interpolation ermitteln lassen.

Die Bedeutung des hier näher erläuterten Tabellensatzes über die Traglast und die Verformungen von Stahlbetonstützen ist darin zu sehen, daß diese Angaben unbeeinflusst von irgendwelchen Sicherheitsbetrachtungen sind und frei von Annahmen über eine ungewollte Ausmittigkeit bleiben. Sie sollen vorzugsweise als objektive Basis für vergleichende Untersuchungen dienen. Die zu Abschnitt 7 erarbeiteten Tabellensätze hingegen sind für die Anwendung in der Praxis gedacht und enthalten daher Annahmen über die ungewollte Ausmittigkeit und berücksichtigen die in DIN 1045, Neufassung, gegebenen Sicherheitsbeiwerte.

Die Behandlung einiger Sonderfälle der Bewehrungsanordnung sowie die Ermittlung von Verformungsgrößen und Spannungen in beliebigen Laststufen wird in den folgenden Abschnitten gezeigt.

5.53 Einfluß einer unsymmetrischen Bewehrung auf die Traglast.

Die Berücksichtigung unterschiedlicher Zug- und Druckbewehrung soll mit Hilfe eines einfachen Ansatzes erfolgen. Kordina [19] hat gezeigt, daß die Traglast bei unsymmetrischer Bewehrung sich auf den Fall der symmetrischen Bewehrung zurückführen läßt, wenn eine rechnerische, symmetrische Vergleichsbewehrung nach folgendem Ansatz eingeführt wird:

$$\mu_r = \mu'_r = \frac{\mu + 3\mu'}{4}$$

Dieser Ansatz ist in folgenden Grenzen gültig:

$$0,4 < \mu' = \mu, \quad \mu - \mu' \leq 2\%$$

(vgl. auch Beispiel in Abschnitt 7.26).

5.54 Einfluß des Randabstandes der Bewehrung auf die Traglast.

Zur Ermittlung der Traglasten von Stützen mit Rechteckquerschnitt und Bewehrungslagen mit $h'/d \neq 0,10$ wurden mehrere, hier nicht wiedergegebene σ_k/λ - Diagramme berechnet. Hieraus wurde ein Korrekturglied für die Traglasttabellen abgeleitet, das die Berücksichtigung beliebiger Randabstände der Bewehrung bei der Stützenbemessung ermöglicht.

Zur Ableitung des Korrekturgliedes wurden die Differenzen der Traglasten von Stützen mit $h'/d = 0,10$ und $h'/d \neq 0,10$ über λ und m in Form einer Fläche aufgetragen. Diese

Fläche wurde durch eine Ebene angenähert, die im Bereich $0 < \lambda < 100$ die besten Näherungen liefert. Im Bereich größerer Schlankheiten ergaben sich Differenzen, die jedoch (im Hinblick auf die Seltenheit sehr schlanker Stützen) annehmbar schienen. Der Einfluß des Bewehrungsgrades und der Stahlgüte ergab sich als vernachlässigbar klein.

Mit dem Korrekturfaktor

$$k_{h'} = 1 + \left(\frac{\lambda}{140} + \frac{m}{7,5} \right) \left(0,10 - \frac{h'}{d} \right)$$

ergibt sich die zul. Traglast zu

$$\sigma_{k_{zul}} \frac{h'}{h} \neq 0,1 = k_{h'} \cdot \sigma_{k_{zul}} \frac{h'}{h} = 0,1$$

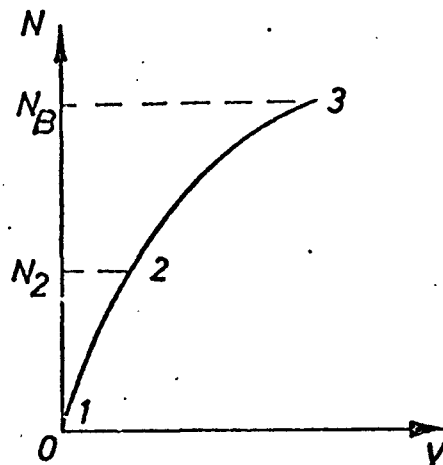
In Abschnitt 7.26 ist die Anwendung anhand eines Beispiels erläutert.

Weitere Sonderfälle werden in Abschnitt 8 (Besondere Einflüsse und ihre Berücksichtigung bei der Traglastermittlung) behandelt. Grundlagen hierfür bilden die Momenten-Krümmungsbeziehungen, die mit der Längskraft N als Parameter berechnet wurden.

5.55 Verformungen in beliebigen Laststufen

Zur Beurteilung einer nicht ausgelasteten oder überlasteten Stütze ist die Kenntnis der Verformungen außer unter der Traglast unter einer weiteren, charakteristischen Last erforderlich, um für beliebige Lasten interpolieren zu können. Hierfür genügen zwei Sätze gleichartig aufgebauter Tabellen, die die Verformungsgrößen der Stützen unter der vollen und unter der halben Traglast angeben. Damit ist der Verlauf der Verformungen vom Belastungsbeginn bis zum Erreichen der Traglast durch 3 Punkte gegeben:

Last-Verformungs-Diagramm



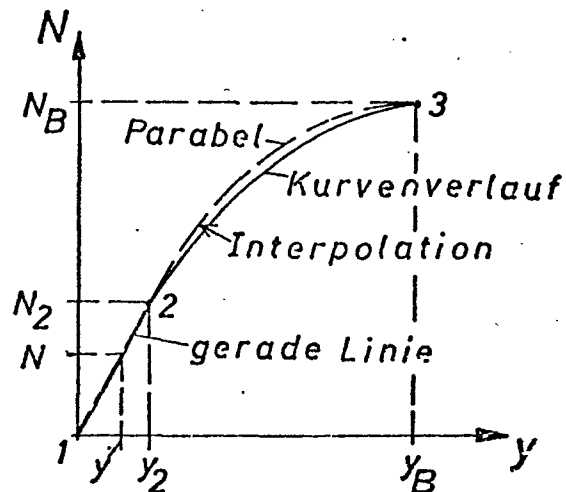
V = Stauchung am Druckrand im gefährdeten Querschnitt
oder Dehnung des Stahles der Zugseite
oder Mittenauslenkung
oder Stabendverdrehung.

Durch Interpolation können nun die Verformungen für beliebige Belastungen ermittelt werden. Im unteren Bereich zwischen den Punkten 1 und 2 kann mit genügender Genauigkeit geradlinig interpoliert werden. Diese Annahme ergibt genauere Werte als die Interpolation mit einer Parabel für die Punkte 1 - 3. Die Stützenverformungen y im Bereich 1 - 2 errechnen sich damit zu

$$y = y_2 \cdot \frac{N}{N_2}$$

Im oberen Bereich zwischen den Punkten 2 und 3 ist durch Einschaltung einer Parabel ein gutes Rechenergebnis zu erreichen:

Last-Verformungs-
Diagramm:



Man wählt eine Parabel mit dem Scheitel in Punkt 3. Der Ast der Kurve soll außerdem durch Punkt 2 gehen. Mit Hilfe dieser Randbedingungen erhält man als Interpolationspolynom:

$$y = y_2 + \left(1 - \sqrt{1 - \frac{\frac{N}{N_B} - \frac{1}{v}}{1 - \frac{1}{v}}} \right) (y_B - y_2)$$

y = gesuchte Verformungsgröße

y_2 = Verformungsgröße aus den Tabellen für zulässige Stützenbelastungen

y_B = wie y_2 jedoch aus den Tafeln für Bruchlasten

$$v = N_B / N_2$$

Mit dem Sicherheitsbeiwert (im vorliegenden Abschnitt $\nu = 2,0$) kann der Hilfswert

$$\bar{K} = 1 - \sqrt{1 - \frac{\frac{N}{N_B} - \frac{1}{v}}{1 - \frac{1}{v}}} \quad \text{berechnet werden.}$$

Für Belastungsstufen N einer Stütze, für die $N_2/N_B \leq N/N_B \leq 1$ gilt, lassen sich die Stützenverformungen mit Hilfe des Ausdrucks

$$y = y_2 + \bar{K} (y_B - y_2)$$

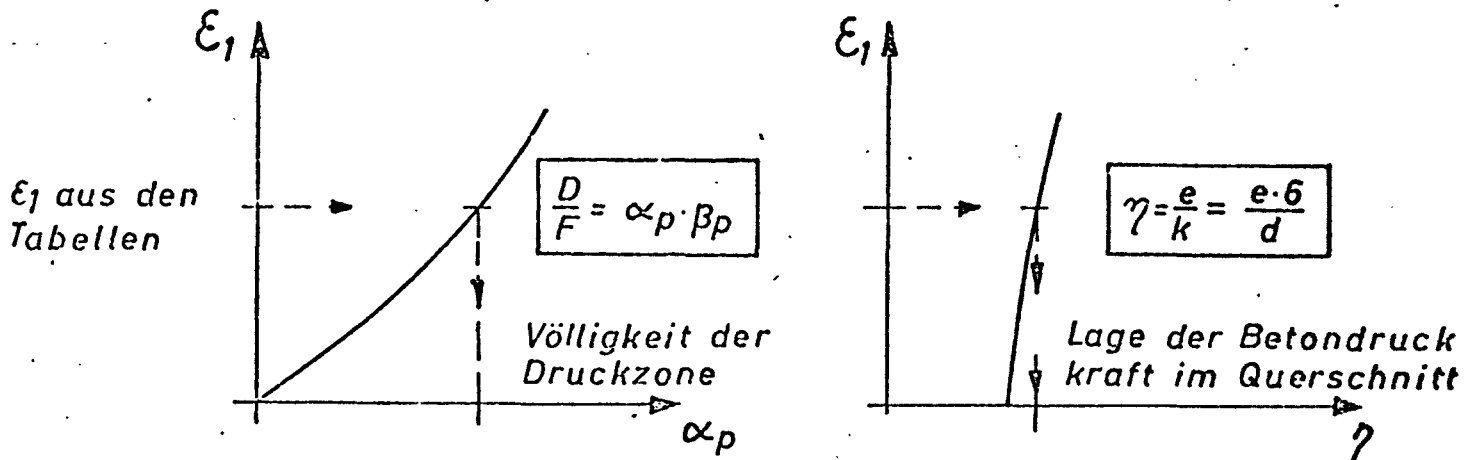
ermitteln.

Abb. 16 zeigt das Interpolationspolynom im Vergleich zu Versuchswerten und Rechenergebnissen.

5.56 Stahl- und Betonspannungen in beliebigen Laststufen

Die Stahlspannung kann mit dem Wert ϵ_{ez} und Abb. 3 rasch bestimmt werden.

Die Beanspruchung der Biegedruckzone kann an Hand der nachfolgenden Überlegungen mit Hilfe der Abb. 2 angegeben werden:



Mit α_p = auf die Prismenfestigkeit bezogene Völligkeit der Biegedruckzone

η = auf die Kernweite $d/6$ bezogene Ausmittigkeit der Betondruckkraft von der Achse der Druckzone

ergeben sich Größe und Lage der Betondruckkraft in gefährdeten Querschnitt.

Die Angabe der Betondruckspannungen ist nicht ohne weiteres möglich, da das Verfahren auch bei der Berechnung der Tabellen nicht mit Spannungsverteilungen arbeitet.

Mit den Angaben ϵ_1 , α_p und η können jedoch die Randspannungen berechnet werden, wenn für die Verteilung der Spannungen in der Biegedruckzone eine Annahme gemacht wird. Dies kann z. B. nach Scholz [33], Kordina [19] oder Hognestad [16] erfolgen.

Es sei darauf hingewiesen, daß es sich bei der Berechnung solcher Spannungen immer um Näherungen handelt. Zur Beurteilung der Querschnittsbeanspruchung genügen die Größen α_p und η .

6. Vergleich der Rechenergebnisse mit Versuchen und Berechnungen anderer Autoren

Der entscheidende Nachweis der Richtigkeit rechnerisch gewonnener Traglasten von Stahlbetonstäben ist deren Vergleich mit Versuchsergebnissen. In der Literatur wird eine größere Zahl von Knickversuchen an Stahlbetonstäben beschrieben. Auch im Rahmen der vorliegenden Arbeit wird über einige Knickversuche an Stahlbetonstützen berichtet. Diese Versuche dienten nicht nur der Schließung von Lücken im Bereich des früher veröffentlichten Versuchsmaterials, sondern vor allem auch der Überprüfung der rechnerisch ermittelten Momentenverdrehungskurven, da in der Literatur bisher keine diesbezüglichen Meßwerte vorliegen. Die hier gefundenen Versuchswerte wurden auch zur Bestätigung der rechnerischen Ergebnisse herangezogen. Nachfolgend wird über das Ergebnis dieser vergleichenden Untersuchungen berichtet:

6.1 Momentenverdrehungskurven

Wie in Abschnitt 5 beschrieben, wurden mit Hilfe der Kennwerte der Biegedruckzone des Betons nach Rüsch [32] Momentenverdrehungskurven berechnet, aus welchen die Steifigkeit von Stahlbetonquerschnitten mit der Beziehung

$$EI = \frac{M}{\vartheta}$$

ermittelt werden kann.

Dabei ist die Frage nach der Mitwirkung des Betons in der Zugzone bis zum Auftreten des Rißmomentes - und bei weiter ansteigender Momentenbeanspruchung auch zwischen den Rissen - zu beantworten. Für Stahlbetonquerschnitte ohne Längskraftbeanspruchung hat Rac [29] diese Frage gelöst. Er kommt dabei zu dem Ergebnis, daß vor allem bei niedrigem Bewehrungsprozentsatz ein erheblicher Fehler in der Beurteilung der Querschnittsteifigkeit entsteht, wenn die Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen vernachlässigt wird. Dieser Fehler sinkt jedoch mit der Erhöhung der Bewehrungsanteile und mit der Zunahme der Querschnittsbeanspruchung durch eine Längsdruckkraft stark ab. Es wäre also zu untersuchen, inwieweit bei Querschnitten unter Biegung mit Längsdruckkraft eine Erhöhung der Biegesteifigkeit durch die Mitwirkung des Betons in der Zugzone eintritt bzw. bei Traglastermittlungen zu berücksichtigen ist.

Die Darstellung der Berechnungsergebnisse (Abb. 8 bis 11) zeigt den Unterschied von Momentenverdrehungskurven mit und ohne Berücksichtigung der Mitwirkung des Betons in der Zugzone.

Der Einfluß des mitwirkenden Betons ist demnach nur im Übergangsbereich von Zustand I nach Zustand II (Rißmoment) von Bedeutung, jedoch auch nur bei gering bewehrten Querschnitten mit kleiner Normalkraft. In diesem Falle verläuft die $M - \vartheta$ - Kurve geradlinig bis zum Auftreten des ersten Risses, knickt dort ab und gleicht sich bei größeren Momenten der $M - \vartheta$ - Kurve ohne "Rao-Einfluß" an. Der Einfluß geht jedoch auch im Bereich der Rißmomente schnell zurück und wird bald vernachlässigbar klein, wenn die Längskraft steigt oder der Bewehrungsgehalt zunimmt.

Die ohne den Rao-Einfluß berechneten Kurven lassen je nach Beanspruchung mehr oder minder deutliche Knicke erkennen, und zwar dort, wo

der Querschnitt in den Zustand II übergeht oder
die Fließgrenze der Druckbewehrung erreicht wird.

Das Eintreten und die Reihenfolge dieser Zustände hängt von der Größe der Längskraft, dem Bewehrungsanteil und der Betonfestigkeit ab.

Erreicht die Zugbewehrung die Fließgrenze, so ist dies stets als deutlicher Knickpunkt erkennbar.

Die berechneten Momentenverdrehungskurven ohne und mit Berücksichtigung des Betons in der Zugzone nach Rao wurden mit Versuchsergebnissen verglichen. Da Unterschiede in der Querschnittssteifigkeit bei Berücksichtigung des Zugbereiches vor allem bei unbewehrtem Beton im Übergang von Zustand I nach II deutlich hervortreten müßten, ist eine solche Versuchsreihe (AD VII, AD VIII) neben einer mit bewehrten Prismen (Serie SI/C2) geprüft worden. Die Körper der Serie AD wurden mit 75 kp/cm^2 , die der Serie SI/C2 mit 100 kp/cm^2 Normalkraft belastet. Die Ergebnisse sind in den Abbildungen 12 und 13 aufgetragen.

Insbesondere Abbildung 13 zeigt, daß keine deutliche Trennung der im Versuch gewonnenen Momentenverdrehungskurven in einem Bereich nach Zustand I bzw. II feststellbar ist. Das Rißmoment ist nur ungenau zu bestimmen. Diese Erscheinung geht mit abnehmender Normalkraft zurück.

Eine Vergrößerung der Biegesteifigkeit durch die Tragwirkung des Betons in der Zugzone ist also nur bei Querschnitten mit geringer Normalkraftbeanspruchung zu erwarten, da für größere Längskräfte der Einfluß der Zugzone vernachlässigbar klein wird.

Bei der Frage, inwieweit diese Vergrößerung der Biegesteifigkeit bei Stützenberechnungen berücksichtigt werden soll, ist auch zu prüfen, ob durch Wechsel-Biegebeanspruchungen - vor allem bei glatten Stählen - der Verbund zwischen Zugbewehrung und Beton herabgesetzt wird. Folgt außerdem auf eine Querschnittsbeanspruchung mit niedriger Normalkraft und hohem Moment ein anderer Lastfall mit hoher Längskraft und kleinem Moment, so können im Rißbereich keine Betonzugspannungen mehr aufgenommen werden, da der Riß bei der vorhergegangenen Beanspruchung tiefer in den Querschnitt hineinreicht als bei der nachfolgenden, zweiten Beanspruchung, die u.U. die kritische sein kann.

Zusammenfassend ist festzustellen, daß die Mitwirkung des Betons in der Zugzone bei der Ermittlung der Biegesteifigkeiten von Stahlbetonquerschnitten nur bei geringen Längskräften fühlbare Unterschiede bringt: eine Auswirkung auf die Traglasten dürfte nur bei schlanken, gering ausmittig beanspruchten Stahlbetonstützen zu erwarten sein, deren Berücksichtigung jedoch im Hinblick auf die Möglichkeit unvorhergesehener Rißbildungen zu einer kaum vertretbaren Abminderung der Sicherheit führen würde. Bei hohen Längskräften liegt der Einfluß der Mitwirkung des Betons auf Zug auch bei unbewehrten Querschnitten unterhalb der Versuchsgenauigkeit (vgl. auch Abb. 12); Wechsel-Biegebeanspruchungen können außerdem die Verbundkräfte in der Zugzone herabsetzen. Es ist somit für die Berechnung der Traglasten von Stahlbetonstützen richtiger, die Querschnitts-Steifigkeiten ohne Mitwirkung des Betons in der Zugzone zu ermitteln.

6.2 Verlauf der Stützenverformungen von Belastungsbeginn bis zur Bruchlast

Bei der Berechnung der Traglasten wurden die Stützenverformungen (Mittenauslenkung, Verdrehung der Endtangente) für verschiedene Laststufen bis zur Bruchlast erfaßt. Die Ergebnisse sollen die Möglichkeit bieten, die Stützenverformungen auch unter der zulässigen Belastung ermitteln zu können (siehe Abschnitt 5).

Diese Rechenwerte wurden anhand von Versuchsergebnissen überprüft. Die Abbildungen 16 bis 23 zeigen die berechneten und die im Versuch gewonnenen Verformungen einiger Stützen verschiedener Autoren. Die Ergebnisse stimmen, vor allem im unteren Belastungsbereich, gut überein. Die Streuung der Bruchverformungen ist jedoch relativ groß, da vor allem bei schwach bewehrten Druckstäben geringe Unterschiede der Betonfestigkeit im Bereich des gefährdeten Querschnitts größere Differenzen der Verformungen kurz vor dem Bruch hervorrufen. Ferner ist der zeitliche Ablauf der Belastung der Versuchsstützen von großer Bedeutung für die Ergebnisse im Bruchzustand:

Die Traglast im Versuch wird kleiner und die Stützenverformungen wachsen, wenn die Belastung langsamer aufgebracht wird. Solange man also die Tragwirkung des Betons mit einem zeitunabhängigen Verformungsgesetz berücksichtigt, können nur solche Versuche befriedigende Ergebnisse liefern, deren Belastungs-Zeitdiagramm zumindest annähernd mit dem der Grundlagen (z.B. Rüschi [32]) übereinstimmt. Alle anderen Versuche weichen in ihren Ergebnissen mehr oder weniger stark von den Berechnungen ab. Unter Berücksichtigung dieser Tatsachen erscheinen die rechnerisch ermittelten Verformungen ausreichend wirklichkeitsgerecht. (Zur Berechnung zeitabhängiger Momentenverdrehungskurven vgl. Abschn. 8.3)

6.3 Traglastberechnungen

Schließlich sollen als Bestätigung für das künftige Bemessungsverfahren alle zur Verfügung stehenden im Versuch bestimmten Traglasten von mittig und ausmittig belasteten Stahlbetondruckgliedern mit Rechenergebnissen verglichen werden. Dabei wird bewußt darauf verzichtet, die Versuche daraufhin zu untersuchen, ob ihr Belastungs-Zeit-Diagramm mit dem der Rechengrundlagen für das Festigkeits- und Verformungsverhalten des Betons übereinstimmt. Die Nachrechnungen erfolgten mit einem speziellen Rechenprogramm, das zwar Unterprogrammenteile benutzt, die in Abschnitt 5 erläutert wurden, jedoch die Möglichkeit bietet, die Streckgrenze und Lage der Bewehrung sowie die Betonfestigkeit jedes einzelnen Versuches zu berücksichtigen. Es handelt sich im übrigen bei allen Versuchen um Kurzzeitbelastungen.

Da bei der Nachrechnung der Versuche durchweg die Prismenfestigkeit zu 85 % der Würfelfestigkeit angesetzt wurde, ist die Streuung relativ groß. Ein weiterer Grund für die Differenzen zwischen Rechnung und Versuch besteht darin, daß die Tragfähigkeit der Zugzone außer Acht gelassen wurde, was für Stützen größerer Schlankheit gegenüber den Versuchsergebnissen zu kleineren rechnerischen Traglasten führt. Der Mittelwert zeigt, daß man mit diesen Annahmen auf der sicheren Seite liegt.

Da die Berechnung der Traglasten von Stahlbetondruckstäben schon von anderen Autoren durchgeführt wurde, können auch Rechenergebnisse verglichen werden. Abb. 24 zeigt ein $\sigma_k - \lambda$ - Diagramm mit der bezogenen Ausmittigkeit e/d als Scharparameter. Es sind die Ergebnisse der Traglastberechnung für Stahlbetonstützen unter Kurzzeitbelastung für eine Betongüte B 280 und einen Stahl mit einer Fließgrenze von 3500 kp/cm^2 aufgetragen. Der Abstand der Bewehrung vom Rand beträgt 10 % der Querschnittshöhe. Die Kurven gelten für eine symmetrische Bewehrung $\mu = \mu' = 0,4 \%$.

Zum Vergleich sind die Ergebnisse nach Kordina [19] , Broms and Viest [3] und Chang and Ferguson [5] aufgetragen. Die Übereinstimmung ist befriedigend. Die Gründe für die Differenzen der σ_k - Werte vor allem im

Bereich großer Schlankheiten bei kleiner Ausmittigkeit der Belastung sind in der Annahme der Spannungsverteilung der Betondruckzone sowie in der Definition der Traglast zu suchen:

Broms and Viest wie auch Chang and Ferguson legten für die Spannungsverteilung in der Betondruckzone die Hognestad-Parabel zugrunde. Kordina verwendete Betonarbeitslinien, die aus Versuchen gewonnen wurden. Beide Verteilungen geben die Lage der Betondruckkraft und ihre Größe jedoch nur ungenau an, wie sich beim Vergleich mit den Versuchsergebnissen nach Rüsch zeigte.

Es genügt auch nicht, - wie dies bei einzelnen amerikanischen Arbeiten versucht wurde, - die Traglast lediglich als jene Belastung zu definieren, bei der entweder der Beton (Druckbruch) oder der Stahl (Erreichen der Fließgrenze) versagt. Bei einem großen Teil der Stützen mit größerer Schlankheit wird bekanntlich die Traglast dadurch erreicht, daß die Zunahme des inneren Momentes kleiner bleibt als die des äußeren Momentes und es zu einem Stabilitätsversagen kommt, (Vgl. auch Abschnitt 5).

Trotz dieser Differenzen stimmen die von verschiedenen Autoren vorgelegten Rechenergebnisse vor allem im Bereich gebräuchlicher Schlankheiten gut überein.

7. Die Bemessung von Stahlbetonstützen mit Rechteckquerschnitt unter Kurzzeitbelastung.

Die Bemessung von Stahlbetonstützen wurde bisher in der Regel mit Hilfe von Näherungsverfahren durchgeführt, da die genaue Berechnung der Traglasten mittig oder ausmittig belasteter Stützen sehr zeitaufwendig ist. Der Einfluß der Stabverformungen sowie einige andere Parameter werden dabei durch Faktoren berücksichtigt, die die Längskraft (z.B. Habel-Jäger [13]) oder die Momente (z.B. CEB-Verfahren, Aas-Jakobsen [1], Δm - Verfahren, Kordina [20]) so erhöhen, daß der Knick sicherheitsnachweis auf einen Spannungsnachweis im gefährdeten Querschnitt für erhöhte Schnittkräfte zurückgeführt wird.

Nach der Einführung des Δm - Verfahrens wurde durch die Kritik der Praxis klar, welche Schwierigkeiten der konstruierende Ingenieur bei der Anwendung solcher Verfahren hat. so wird z.B. am Δm - Verfahren kritisiert, daß bei der Berechnung einer Stütze für eine vorgegebene Last P bei einer Erhöhung der Bewehrungsanteile über das notwendige Maß hinaus durch das hierdurch bedingte größere Δm höhere Spannungen ausgewiesen werden als für die erforderliche Bewehrung.

Die Näherungsverfahren auf der Grundlage eines Spannungsnachweises können nur dann eine richtige Bemessungsspannung im gefährdeten Querschnitt liefern, wenn die Schnittkräfte, für die zu bemessen ist, genau im Abstand des Sicherheitsfaktors unter jenen Bruchschnittkräften liegen, die zur Traglast gehören; anders ausgedrückt: diese Näherungsverfahren führen nur für die statisch ausgenützte Stütze zu richtigen Ergebnissen. Aus diesem Grund muß der Begriff des "statisch erforderlichen Querschnitts" eingeführt werden. Der statisch erforderliche Querschnitt wird allerdings auch aus anderen Gründen benötigt, beispielsweise zum Nachweis der Einhaltung von Mindest-Bewehrungsgrenzen.

Ein Nachteil der "Spannungsnachweis-Verfahren" ist jedoch vor allem darin zu sehen, daß die tatsächlichen Verformungen und damit die Spannungen im gefährdeten Querschnitt weder für die Traglasten noch für die zulässigen Beanspruchungen angegeben werden können. Auch ist die Bemessung einer Stütze z.B. für eine beliebig vorgegebene zulässige Spannung der Bewehrung auf der Zugseite nicht möglich.

Ein Versuch, Näherungsverfahren der erwähnten Art so zu erweitern, daß sie allen Anforderungen genügen, zeigt, daß dann der Umfang der benötigten Unterlagen über das erträgliche Maß hinaus wächst. Da in der Praxis in steigendem Maße Tabellenwerke zur möglichst genauen Berechnung einzelner Bauglieder herangezogen werden, soll im folgenden Teil versucht werden, auf diesem Wege die einfache und genaue Berechnung von Stahlbetondruckgliedern mit Rechteckquerschnitt zu ermöglichen. Ein Spannungsnachweis entfällt dann, da die zulässige Belastung direkt aus den Tabellen entnommen werden kann, - ebenso wie alle anderen zur Beurteilung der Stützenverformung erforderlichen Größen in den Tabellen enthalten sind.

7.1 Aufbau eines Tabellenwerkes

7.1.1 Umfang

Der einfachste Weg zur Bemessung von Stahlbeton-Druckstäben mit konstantem R_E - Querschnitt und $N = \text{constans}$ längs des Stabes wird darin gesehen, Traglasten und zulässige Lasten bei ebener Biegung mit Längskraft unter Vorgabe der Größen

Stahlgüte
Betongüte
Bewehrungsgehalt
Schlankheit und
Ausmittigkeit der Last

in Tabellen zusammenzustellen.

Für die Betongüten B 200, B 300, B 400, B 500 und B 600,

die Stahlgüten St I (22/42) und St III (42/50), die Bewehrungsprozentsätze $\mu = \mu' = 0,4 \%, 0,7 \%, 1,0 \%, 2 \%$ und 4% , Schlankheiten λ von 0 - 280 sowie Ausmittigkeiten der Last $0 < m < 15$ wurden diese Tabellen berechnet. (vgl. Mustertabellen 1 - 5)
Für die Betondruckzone wurden dabei die Kennwerte nach Rüsch [32] (s. Abb. 1), für den Stahl die Arbeitslinien nach Abb. 3 zugrundegelegt.

Nach dem Entwurf DIN 1045 neu, Fassung März 1968, gilt die Knick-sicherheit als ausreichend, wenn nachgewiesen wird, daß unter 1,75 - facher Gebrauchslast ein Gleichgewichtszustand unter Berücksichtigung der Stabauslenkungen (Theorie II. Ordnung) möglich ist und die zulässigen Schnittgrößen unter 1,0-facher Gebrauchslast bei Berücksichtigung von 1/1,75-fach verkleinerten Stabauslenkungen nicht überschritten werden. In der Annahme, daß in der endgültigen Neufassung aufgespaltene Sicherheitsbeiwerte den Vorzug erhielten, wurden in dieser Arbeit die Ausbiegungen der Stützen nach Theorie II. Ordnung unter 1,35-facher Last bei gleichzeitiger Herabsetzung der Baustoffgüten im Verhältnis $\frac{1}{1,3}$ ermittelt, die für die Bemessung entsprechend nur mit dem Faktor 1/1,35 zu reduzieren sind. Der Gesamtsicherheitsbeiwert ist zwar rein rechnerisch der gleiche ($1,3 \cdot 1,35 = 1,75$), jedoch ist der Einfluß auf die zulässige Last nicht genau gleich groß, wenn das Versagen, wie bei sogenannten Stabilitätsbrüchen, weit unterhalb der Festigkeitsgrenze des verwendeten Baustoffes eintritt. Die hier errechneten Tabellen können jedoch je nach der endgültigen Entscheidung bezüglich der vorzuschreibenden Sicherheitsbeiwerte mit verhältnismäßig geringem Aufwand entsprechend umgearbeitet werden.

Für die Lage der Bewehrung wurde $h = 0,9 d$ bzw. $h' = 0,1 \cdot d$ angenommen. Für abweichende Bewehrungslagen oder unsymmetrische Bewehrung werden Korrekturwerte angegeben (vgl. Abschnitt 5.53 u. 5.54). Die Tabellen weisen die zulässige Belastung der Stahlbetonstütze in Zeile 1 aus; die für die Beschreibung der Stützenverformungen erforderlichen Werte können aus Zeile 2 - 5 entnommen werden:

Zeile 1: $\sigma = \frac{N}{F} = \text{Lastspannung in } [\text{kp/cm}^2]$

Zeile 2: $\varepsilon_1 = \text{Stauchung im gefährdeten Querschnitt am Druckrand in } [\%]$

Zeile 3: $\varepsilon_{ez} = \text{Dehnung der Zugbewehrung im gefährdeten Querschnitt in } [\%]$

Zeile 4: $y'_0 = \text{Verdrehung der Endtangente gegen die ursprüngliche Stabachse}$

Zeile 5: $y_m = \text{Mittenauslenkung der Stütze } \left[\frac{1}{d} \right]$

Damit ist es möglich, im gefährdeten Querschnitt sofort die Stahlspannung mit Hilfe der Abb. 3 anzugeben.

Ferner läßt sich die Beanspruchung der Biegedruckzone mit Hilfe der Abb. 2 schnell bestimmen (vgl. Abschn. 5).

Für beliebige Laststufen kann nach Abschnitt 5.55 interpoliert werden, weil die Tabellen sowohl für N_{zul} als auch für N_B ausgearbeitet wurden.

7.12 Anwendungsbereich

Die Benutzung der Tabellen ist somit an folgende Voraussetzungen geknüpft:

1.) Rechteckquerschnitt

Der Rechteckquerschnitt überwiegt bei Stahlbetonstützen des Hochbaues ganz eindeutig; die Übertragung der für Stützen mit Rechteckquerschnitt ermittelten Traglasten mit Hilfe von Formfaktoren o. dergl. auf andere Querschnittsformen ist jedoch so unbefriedigend, daß die Ausarbeitung besonderer Rechenbeispiele für den Kreis- und den T-Querschnitt zweckmäßiger erscheint. (Vgl. auch Abschnitt 8.1) Solche besonderen Bemessungsunterlagen sind für DIN 4224 in Vorbereitung.

2.) Nachweis für Kurzzeitbelastung

Nach DIN 1045 ist für bestimmte Stabilitätsfälle der Einfluß von Kriechverformungen auf die Traglast nachzuweisen. In der zur Zeit gültigen Bemessungsvorschrift für knickgefährdete Stützen

wird ein Näherungsansatz zur Abschätzung der durch Kriechverformungen bedingten Ausbiegungsvergrößerung angegeben. Es ist zu erwarten, daß für DIN 1045 neu ein verbesserter Näherungsansatz vorgelegt werden kann, der zu wirtschaftlicheren, aber hinreichend auf der sicheren Seite liegenden Rechenannahmen führt. Die vorliegende Arbeit soll u.a. durch Vergleich der Langzeitversuche mit rechnerischen Überlegungen weitere Unterlagen für eine möglichst praxisgerechte Abschätzung des Kriecheinflusses auf die Traglast knickgefährdeter Stützen liefern.

In diesem Zusammenhang muß die Frage berührt werden, ob es überhaupt statthaft ist, beim Nachweis der Knicksicherheit von der pauschalen Berücksichtigung einer Dauerbelastung Abstand zu nehmen. Bei der normalen Bemessung für Biegung wird ja bekanntermaßen der Einfluß einer ruhenden Dauerlast auf die ausnutzbare Beton-Druckfestigkeit durch einen Abminderungsfaktor in Rechnung gestellt. Bei der Verformungsrechnung im Rahmen des Knicksicherheitsnachweises hingegen wird hierauf verzichtet.

Der Nachweis der Knicksicherheit bildet eine Verknüpfung einer Verformungsrechnung - die sich auf das Verformungsverhalten des gesamten untersuchten Stabes erstreckt - mit einer Bemessung, in welcher nachgewiesen wird, daß die inneren Schnittgrößen gleich oder größer den äußeren sind. Wird die Traglast durch Erreichen einer Festigkeitsgrenze definiert, ergibt sich eine Gleichgewichtslage, die nicht zeitstabil ist. Fließen der Stahlzugbewehrung, wie auch Kriechen des Betons nahe der Bruchspannung, führen binnen kurzem zu einem so großen Anwachsen der äußeren Momente, daß der Zusammenbruch unvermeidbar folgt. Insoweit ergibt diese Betrachtung kein günstigeres Bild als es die für einfache Biegung ohne Knickgefahr festgelegten Kriterien bieten. Jedoch erfolgt die Festlegung der zulässigen Lasten immer unter Berücksichtigung des Dauereinflusses, so daß die Folgen einer besonders hohen Beanspruchung des Betons - allerdings ohne Rücksicht auf die Stabverformungen - erfaßt werden.

Nun ist ferner zu beachten, daß Laststeigerungen um 35 % bei gleichzeitiger Abminderung der Baustoffgüten auf rd. 70 %, wie sie hier in Rechnung gestellt werden, sehr unwahrscheinlich sind. Es entsteht also eine Sicherheitsreserve. Außerdem haben gezielte rechnerische Untersuchungen gezeigt,

daß der Einfluß einer örtlichen Fehlstelle auf das Verformungsverhalten einer Stütze und damit auch deren Traglast im allgemeinen unter 5 % bleibt. Auch hierin ist eine - wenn auch kleine - Sicherheitsreserve zu erkennen. (Vergl. Abschnitt 8.4)

3.) Querschnitt und Bewehrung über die Stablänge konstant;
ebene Biegung

Der größte Teil der in der Praxis zu bemessenden Stützen erfüllt diese Bedingungen. Um jedoch auch Spezialfälle behandeln zu können, wurden Stützen unter schiefer Biegung, mit veränderlichem Querschnitt und mit veränderlicher Bewehrung untersucht. Vor allem wurde an Stützen mit abgesetztem Querschnitt gedacht. Der Anwendungsbereich der vorliegenden Tabellen umfaßt zwar nur die im Hochbau häufig vorkommenden Stahlbetonstützen, kann aber so ausgebaut werden, daß auch Stützen mit veränderlichem Querschnitt behandelt werden können. Auch seltener vorkommende Bemessungsfälle sollen auf diese Weise erfaßt werden. Eine entsprechende Erweiterung der vorliegenden Tabellen ist jedoch erst dann vorgesehen, wenn hinreichend Erfahrungen mit diesem Bemessungsbehelf vorliegen.

Die außergewöhnliche Lage der Bewehrung im Querschnitt sowie eine Unterschiedliche Größe der Druck- gegenüber der Zugbewehrung kann als Sonderfall ebenfalls berücksichtigt werden. Dies ist immer dann erforderlich, wenn (z.B. bei sehr schlanken Fertigteilstützen) $h'/d > 0,10$ wird, da dann die zulässige Last geringer wird als in den Tabellen angegeben. Dicke Stützen mit $h'/d < 0,10$ haben dagegen eine größere zulässige Last als angegeben. Die Berücksichtigung dieser Einflüsse wird durch die Ermittlung von Näherungsformeln ermöglicht. (Vergl. Abschnitt 5.54)

Der Fall der schiefen Biegung mit Achsdruck muß in ähnlicher Weise wie bei vom Rechteck abweichenden Querschnittsformen mit Sonder-Bemessungsbehelfen behandelt werden; ein Näherungsverfahren wurde außerdem entwickelt. [28]

7.2 Anwendungsbeispiele

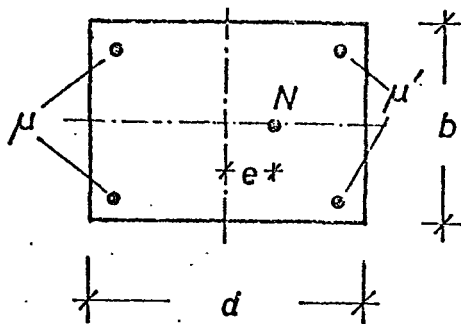
Die Anwendung der zur Bemessung von Stahlbetonstützen berechneten Tabellen für zul. Lasten soll im folgenden durch Beispiele erläutert werden. Dabei ist darauf geachtet worden, daß jeweils die Berücksichtigung einer speziellen Einflußgröße gezeigt wird.

7.21 Stützenbemessung mit geringer Bewehrung

Aus der statischen Berechnung ist vorgegeben:

$$M = 3,33 \text{ Mpm}, \quad N = 50 \text{ Mp und } s_k = 4,60 \text{ m}$$

Gewählte Querschnittgröße: $b = 25 \text{ cm}, d = 40 \text{ cm}.$



Daraus ergibt sich:

$$\lambda = \frac{4,60}{0,289 \cdot 0,40} = 40$$

$$\sigma_{\text{vorh}} = \frac{N}{b \cdot d} = \frac{50000}{25 \cdot 40} = 50 \text{ kg/cm}^2$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{3,33}{50} = 0,067 \text{ m}$$

$$m = \frac{6 \cdot e}{d} = \frac{6 \cdot 0,067}{0,40} = 1$$

Aus Tabelle :: (Bn 250, St III, $m = 1$ und $\lambda = 40$) +)

Für Mindestbewehrung $\mu = \mu' = 0,4 \% \rightarrow \sigma_{\text{zul}} = 58,7 \text{ kp/cm}^2 > \sigma_{\text{vorh}}.$

gewählt: $4 \text{ } \varnothing 16^{\text{III}}$ $\mu_{\text{vorh}} = \mu'_{\text{vorh}} = \frac{100 \cdot 4,0}{25 \cdot 40} = 0,4 \% .$

+) Die für die praktische Anwendung berechneten Tabellen für σ_{zul} wurden in dieser Kurzfassung nicht beigelegt; jedoch ist der Aufbau der gleiche wie bei den Mustertabellen 1 - 5 für σ_k (Bruchlasten). Sie wurden aus den letzteren durch Einführung eines Sicherheitsbeiwertes von $\gamma = 1,75$ sowie einer ungewollten Ausmittigkeit von $u = \frac{\lambda}{1000} \cdot d$

abgeleitet.

7.22 Bemessung von Stützen mit ausgenutztem Querschnitt.

Aus der statischen Berechnung ist vorgegeben:

$$M = 2,2 \text{ Mpm}, N = 33 \text{ Mp und } s_k = 18,00 \text{ m.}$$

Gewählte Querschnittsgröße: $b = 25 \text{ cm}, d = 40 \text{ cm}.$

Daraus ergibt sich:

$$\lambda = \frac{18,00}{0,289 \cdot 40} = 156 \quad ; \quad \sigma_{\text{vorh}} = \frac{33000}{25 \cdot 40} = 33 \text{ kp/cm}^2 ;$$

$$e = \frac{2,2}{33} = 0,067 \text{ m} \quad ; \quad m = \frac{6 \cdot 0,067}{40} = 1,0.$$

Aus Tabelle : (Bn 250, St I und $m = 1$)

Unter $\lambda = 160$ wird der erste, über $\sigma_{\text{vorh}} = 33 \text{ kp/cm}^2$ liegende Spannungswert aufgesucht. Auf gleicher Höhe ist rechts der erforderliche Bewehrungsgehalt abzulesen.

Also für $\sigma_{\text{zul}} = 33,27 \rightarrow \mu_{\text{erf}} = \mu'_{\text{erf}} = 2,0 \%$

gewählt: $\boxed{4 \text{ } \emptyset \text{ } 26^{\text{I}}}$ $\mu_{\text{vorh}} = \mu'_{\text{vorh}} = \frac{100 \cdot 21,2}{25 \cdot 40} = 2,12 \% > \mu_{\text{erf}}.$

Beachtet man die Dehnungswerte der Zugbewehrung (vgl. Zeile 3: $\epsilon_{\text{ez}} = 0,156$)⁺⁾ , so erkennt man ein Maximum von ϵ_{ez} in diesem Beanspruchungszustand. D.h., daß dieser Zustand im Interaktionsdiagramm in der Nähe des "Balance-Point" liegt, bei dem Stahl und Beton zugleich versagen.

Im vorliegenden Bemessungsfall sind also Stahl und Beton voll ausgenutzt. Rechts des Maximums von ϵ_{ez} (gegen $\lambda = 280$) liegt ein Stabilitätsfall vor, links davon (gegen $\lambda = 0$) wird die Betondruckzone zuerst versagen.

⁺⁾ Tabelle hier nicht beigelegt.

7.23 Spannungsnachweis im gefährdeten Querschnitt unter Gebrauchslast.

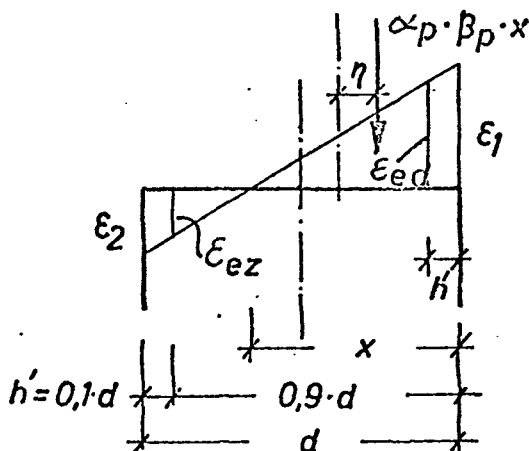
Für die unter 7.21 und 7.22 berechneten Beispiele soll im folgenden die Ermittlung der Spannungen im gefährdeten Querschnitt gezeigt werden.

Beispiel 7.21:

Aus Tabellen erhält man für St III, B 300, $m = 1,0$ und $\lambda = 40$ die Verformungen im gefährdeten Querschnitt unter Gebrauchslast zu:

$$\varepsilon_1 = -0,516 \text{ ‰}$$

und $\varepsilon_{ez} = 0,017 \text{ ‰}.$



Die Stahlzugspannung ergibt sich damit zu

$$\sigma_{ez} = 2100 \cdot 0,017 = 36 \text{ kp/cm}^2.$$

Die Nulllinienlage ergibt sich nach nebenstehender Abbildung zu

$$x = -\varepsilon_1 \frac{0,9 \cdot d}{-\varepsilon_1 + \varepsilon_{ez}} = 0,516 \cdot \frac{0,9 \cdot 40}{0,516 + 0,017} = 34,7 \text{ cm}$$

Nach Abb. 2 ist $\alpha_p(\varepsilon_1) = 0,25$

und $\eta(\varepsilon_1) = 0,34.$

Bei Annahme einer geradlinigen Druckspannungsverteilung im Beton (Näherung) wird

$$\sigma_{bmax} = 2 \cdot \alpha_p \cdot \beta_p = 2 \cdot 0,25 \cdot 0,7 \cdot 250 = 88 \text{ kp/cm}^2$$

Beispiel 7.22:

Für St I, B 300, $m = 1,0$ und $\lambda = 160$ erhält man aus der entsprechenden Tabelle

$$\varepsilon_{ez} = 0,156 \text{ ‰}$$

und $\varepsilon_1 = -0,348 \text{ ‰}.$

Spannung der Zugbewehrung: $\sigma_{ez} = 2100 \cdot 0,156 = 327 \text{ kp/cm}^2$.

Spannung der Druckbewehrung:

$$x = 0,348 \frac{0,9 \cdot 40}{0,348 + 0,156} = 24,8 \text{ cm},$$

$$\varepsilon_{ed} = (x - h') \frac{\varepsilon_1}{x} = \frac{(24,8 - 4)0,348}{24,8} = 0,292 \text{ ‰},$$

$$\sigma_{ed} = -2100 \cdot 0,292 = -613 \text{ kp/cm}^2$$

Aus Abb. 2 erhält man die Kennwerte der Biegedruckzone

$$\alpha_p(\varepsilon_1) = 0,18 \text{ und}$$

$$\eta(\varepsilon_1) = 0,335.$$

7.24 Beurteilung des Beanspruchungszustandes für nicht ausgenutzte Querschnitte.

Für den Fall einer konstruktiven oder architektonischen Überbemessung sind die Beanspruchungen im gefährdeten Querschnitt wie folgt zu ermitteln:

Beispiel: Stütze $b/d = 20/30 \text{ cm}$, $s_k = 4,00 \text{ m}$,
B 300, Bewehrung 4 $\emptyset 14 \text{ St III}$,
 $N = 15 \text{ Mp}$, $M = 0,75 \text{ Mpm}$.

Dafür ergibt sich: $\lambda = \frac{4,00}{0,289 \cdot 30} = 40$

$$e = \frac{0,75}{15} = 0,05 \text{ m}$$

$$m = \frac{6 \cdot 0,05}{0,30} = 1$$

$$\mu = \mu' = \frac{3,08 \cdot 100}{20 \cdot 30} = 0,51 \text{ ‰}.$$

Nach Tabelle erhält man (interpoliert):

$$\underline{\sigma_{zul} = 61,60 \text{ kp/cm}^2} > \sigma_{vorh} = \frac{15000}{20 \cdot 30} = 25 \text{ kp/cm}^2$$

Die zu σ_{zul} gehörigen Werte $\varepsilon_{ez} = 0,012$ und $\varepsilon_1 = -0,528$ werden ebenfalls aus den Bemessungstabellen ermittelt.

Nach 5.55 erhält man die unter $\sigma_{vorh} = 25 \text{ kp/cm}^2$ auftretenden

Querschnittsverformungen durch geradlinige Interpolation zu:

$$\varepsilon_{ez} = \frac{\sigma_{vorh}}{\sigma_{zul}} \cdot \varepsilon_{ez}(\sigma_{zul}) = \frac{25}{61,60} \cdot 0,012 = 0,0049 \text{ ‰},$$

und entsprechend

$$\varepsilon_1 = \frac{-25}{61,60} \cdot 0,528 = -0,214 \text{ ‰}.$$

Damit lässt sich, falls zur allgemeinen Beurteilung des Querschnitts erwünscht, die Spannungsermittlung analog 7.23 durchführen (z.B. bei besonderer Begrenzung der zulässigen Spannungen, Seewasserbauten o.ä.). Soll für besondere höchstzulässige Spannungen bemessen werden, so ist nach 7.25 zu verfahren.

7.25 Bemessung mit höchstzulässigen Spannungen im Gebrauchslastbereich.

Die Bemessung von Stützen mit höchstzulässigen Spannungen im gefährdeten Querschnitt ist je nach Traglastfall verschieden durchzuführen. Es sind folgende Bereiche zu unterscheiden:

1. Bereich:

Stützen versagen durch Betondruckbruch. Hier wird die Stahlszugspannung nicht ausgenutzt.

a) Bemessung für abgeminderte Betondruckspannung σ_{bzul} :

$$\bar{\sigma}_{zul} = \frac{\sigma_{bzul} \cdot \sigma_{zul}}{-\varepsilon_1 \cdot E_b} \leq \sigma_{zul} \text{ [kp/cm}^2\text{]}$$

σ_{zul} und ε_1 aus den Tabellen für die zulässige Belastung, Zeile 1 und Zeile 2.

E_b nach DIN 1045.

$\bar{\sigma}_{zul}$ = abgeminderte zulässige Querschnittsspannung.

$-\varepsilon_1 \cdot E_b$ ist näherungsweise die Betonrandspannung, die bei der für den Gebrauchslastbereich gerechtfertigten Annahme einer geradlinigen Spannungsverteilung etwas genauer nach 7.23 ermittelt werden kann:

$$\sigma_{bmax} \approx 2 \cdot \alpha_p \cdot \beta_p \approx \varepsilon_1 \cdot E_b$$

b) Bemessung für abgeminderte Stahlzugspannung σ_{ezul} :

Im allgemeinen ist in diesem Bereich

$$\sigma_{ezul} > \xi_{ez} \cdot 2100 \quad \left[\text{kp/cm}^2 \right]$$

(ξ_{ez} aus der Tabelle Zeile 3)

Ist jedoch die zulässige Stahlspannung so stark begrenzt, daß $\sigma_{ezul} < \xi_{ez} \cdot 2100 \quad \left[\text{kp/cm}^2 \right]$ ist, so errechnet sich die abgeminderte zulässige Querschnittsspannung analog Fall a) zu:

$$\bar{\sigma}_{zul} = \frac{\sigma_{ezul}}{\xi_{ez} \cdot 2100} \cdot \sigma_{zul} \leq \sigma_{zul} \quad \left[\text{kp/cm}^2 \right]$$

σ_{zul} und ξ_{ez} aus den Tabellen Zeile 1 und 3,

σ_{ezul} = vorgegebene höchstzulässige Stahlzugspannung.

2. Bereich: Stützen versagen durch Erreichen der Stabilitätsbedingung:
Zuwachs des inneren Momentes < Zuwachs des äußeren Momentes. (Vergl. 7.22)

a) Bemessung für abgeminderte Betondruckspannung σ_{bzul} :

Hier ist wie unter 7.25a) zu bemessen.

(Anm.: Bei sehr schlanken Stützen ($\lambda > 100$) ist im allgemeinen

$$\sigma_{bzul} > \sigma_{bvorh} = - \frac{\xi_1}{1000} \cdot E_b \quad (\text{bzw. } 2 \cdot \alpha_p \cdot \beta_p),$$

so daß die zulässige Querschnittsspannung σ_{zul} nach Zeile 1 der Tabellen ausgenutzt werden kann.)

Zu diesen Bemessungsfällen ist zu sagen, daß der Konstrukteur durch Variation der Stahl- und Betongüte und der Querschnittsgröße fast immer den Traglastbereich wählen kann. Dadurch wird es möglich, Stützen für vorgeschriebene Höchstspannungen mit den zulässigen Traglasten dieses Verfahrens auszunützen.

7.26 Wirtschaftliche Bemessung bei nicht ausgenutzter Zugbewehrung

Die Anwendung der Tabellen zeigt, daß Stützen mit voll ausgenutzten Querschnitten nicht unbedingt am wirtschaftlichsten bemessen sind. Bei großen exzentrischen Belastungen kann es zweckmäßig sein, die Betondruckzone durch eine stärkere, d.h. nicht voll ausgenutzte Zugbewehrung zu vergrößern, um sie höher belasten zu können.

Die wirtschaftliche Anwendung von Stahl III ist beschränkt auf die Bereiche, in denen beim Erreichen der Traglast Spannungen in der Zugbewehrung erreicht werden, die über der Streckgrenze des Stahles I liegen. Andernfalls ist es für die Bemessung der Stütze gleichgültig, welche Stahlgüte gewählt wird; die Traglast bleibt die gleiche.

Die Bemessung von Stützen mit vorgeschriebenen Höchstwerten der Stahlgugspannungen oder der Betondruckspannungen kann durch geschickte Wahl von Material und Querschnitt so durchgeführt werden, daß die höchstzulässigen Lasten der betreffenden Stützen ausgenutzt werden, wie unter Punkt 7.25 gezeigt wurde.

Bei der Berechnung großer Stützenquerschnitte lohnt es sich, den Einfluß der Bewehrungslage genauer zu erfassen. Für die Berechnung der Tabellen wurde die Lage der Bewehrung μ und μ' mit $h' = 0,1 \cdot d$ festgelegt. Dieses Maß wird bei großen Querschnittshöhen oft erheblich unterschritten. In solchen Fällen kann die in den Tabellen angegebene zulässige Spannung erhöht werden. (Vgl. Abschn. 5.54)

Beispiel: $N = 300 \text{ Mp}$
 $M = 50 \text{ Mpm}$
 $s_k = 17,0 \text{ m}$
 $b/d = 50/100 \text{ [cm]}, h'_{\text{vorh}} = 0,045 \text{ m}$
 $B 300 \text{ (Bn 250)}$
 $St \text{ III}$

Damit ergibt sich:

$$\lambda = \frac{1700}{0,289 \cdot 100} \approx 60$$

$$\sigma_{\text{vorh}} = \frac{300000}{50 \cdot 100} = 60 \text{ kp/cm}^2$$

$$e = \frac{50}{300} = 0,167 \text{ m}$$

$$m = \frac{6 \cdot 0,167}{100} = 1,0$$

Mit $k'_n = 1 + \left(\frac{\lambda}{140} + \frac{m}{7,5} \right) \cdot (0,10 - \frac{h'}{d})$ (vgl. Abschn. 5.54)

$$= 1 + \left(\frac{60}{140} + \frac{1,0}{7,5} \right) \cdot (0,10 - \frac{0,045}{1,00}) = 1,031$$

wird die zulässige Querschnittsspannung der Tabellen erhöht.

Abgelesen wird für $\mu = 0,4 \% \rightarrow \sigma_{zul} = 52,50 \text{ kp/cm}^2$

für $\mu = 0,7 \% \rightarrow \sigma_{zul} = 59,31 \text{ kp/cm}^2$

Nach Erhöhung ergibt sich $\sigma_{zul}(0,4) = 52,50 \cdot 1,031 = 54,15 \text{ kp/cm}^2$

und $\sigma_{zul}(0,7) = 59,31 \cdot 1,031 = 61,20 \text{ kp/cm}^2$

Die Interpolation liefert dann den erf. Bewehrungsgehalt für $\sigma_{vorh} = 60 \text{ kp/cm}^2$ zu

$$\underline{\mu_{erf} = 0,4 + \frac{60 - 54,15}{61,20 - 54,15} \cdot (0,7 - 0,4) = 0,65 \%}$$

oder direkt aus den abgelesenen Werten:

$$\mu_{erf} = 0,4 + \frac{\overset{60}{1,031} - 52,50}{59,31 - 52,50} \cdot (0,7 - 0,4) = 0,65 \%$$

In Sonderfällen kann es zweckmäßig sein, die Bewehrung der Druckzone kleiner als die Bewehrung der Zugzone zu wählen, wobei jedoch die vorgeschriebenen Grenzen nach DIN 1045 einzuhalten sind.

Beispiel:

$N = 10 \text{ Mp}$

$M = 6,7 \text{ Mpm}$

$s_k = 7,0 \text{ m}$

$0,4 < \mu'_{min} < \mu' < \mu$

Gewählte Querschnittsgröße

$b/d = 20/40 \text{ cm}$

Daraus lassen sich

$$\lambda = \frac{7,00}{0,289 \cdot 40} = 60$$

$$\sigma_{\text{vorh}} = \frac{10\,000}{20 \cdot 40} = 12,5 \text{ kp/cm}^2$$

$$e = \frac{6,7}{10} = 0,67 \text{ m}$$

und $m = \frac{6 \cdot 0,67}{0,40} = 10,0$ ermitteln.

Die erforderliche symmetrische Vergleichsbewehrung beträgt nach der Tabelle für B 300 und St I (hier nicht beigelegt)

$$\mu_{\text{erf}} = \mu'_{\text{erf}} = \mu_r = \mu'_r = 2,0 \%$$

$$\sigma_{\text{zul}} = 12,65 \text{ kp/cm}^2 (\approx 12,5)$$

(μ'_r = rechnerische Vergleichsbewehrung nach Abschn. 5.53).

Nach dem Ansatz in Abschn. 5.53 ist in den Grenzen $0,4 < \mu' < \mu$ und $\mu - \mu' \leq 2,0 \%$ folgende Abminderung der Druck- gegenüber der Zugbewehrung möglich:

$$\mu_r = \frac{\mu + 3\mu'}{4} ; \quad \mu - \mu' = 2\%$$

$$\mu = 4\mu_r - 3(\mu - 2\%) = 4\mu_r - 3\mu + 6\%$$

$$4\mu = 4\mu_r + 6\% = 8 + 6 = 14 \%$$

$$\mu_{\text{erf}} = 3,5 \%$$

$$\mu'_{\text{erf}} = \frac{4\mu_r - \mu}{3} = \frac{8 - 3,5}{3} = 1,5 \% = \mu'_{\text{min}}$$

gewählt: $\boxed{\mu' = 4 \text{ } \emptyset \text{ } 20^{\text{I}}}$ $\longrightarrow \mu'_{\text{vorh}} = \frac{12,6 \cdot 100}{20 \cdot 40} = 1,56 \% > \mu'_{\text{min}}$

$$\mu_{\text{erf}} = 4\mu_r - 3\mu' = 4 \cdot 2,0 - 3 \cdot 1,56 = 3,32 \%$$

gewählt: $\boxed{\mu = 5 \text{ } \emptyset \text{ } 26^{\text{I}}}$ $\longrightarrow \mu_{\text{vorh}} = \frac{26,6 \cdot 100}{20 \cdot 40} = 3,32 = \mu_{\text{erf}}$

7.3 Schlußbemerkung zur Bemessung

Im Abschnitt 7 wurden die Grundlagen für Bemessungstafeln für Stahlbetonstützen mit Rechteckquerschnitt und deren Anwendung erläutert. An Beispielen wurde gezeigt, wie einfache und schwierigere Stützenbemessungen anhand der Tafeln durchzuführen sind.

Bei der Beurteilung des Rechenaufwandes für Sonderfälle ist zu berücksichtigen, daß eine genauere Berechnung solcher Stützen bisher mit einem Näherungsverfahren nicht möglich war. Der anfallende Rechenaufwand ist im Verhältnis zu bisher üblichen genauen Berechnungen nach Theorie II. Ordnung gering.

Die Anwendung dieses Verfahrens kann ausgedehnt werden auf Stützen mit anderen Querschnittsformen oder auf Kriechinflüsse. (vgl. auch Abschn. 8).

8. Besondere Einflüsse und ihre Berücksichtigung bei Traglast- ermittlung und Bemessung

8.1 Einfluß der Querschnittsform

Die auf der Grundlage der Elastizitätstheorie durchgeführten Stabilitätsuntersuchungen haben bereits gezeigt, daß die Querschnittsform einen deutlichen Einfluß auf die Traglast von Stützen hat, auch dann, wenn diese gleiche Querschnittsgröße und gleiche Biegesteifigkeit besitzen. Bei nur einseitig-symmetrischen Querschnittsformen, wie beispielsweise dem T-Querschnitt, zeigen sich darüber hinaus beträchtliche Unterschiede in der Traglast in Abhängigkeit davon, ob der Angriffspunkt der Last auf der Flanschseite oder auf der Stegseite liegt, - vom Falle der schiefen Biegung mit Achsdruck ganz abgesehen.

Bei Stahlbetonquerschnitten muß die Querschnittsform teilweise besonderen Einfluß auf die Traglast gewinnen, da auch die Anordnung der Bewehrungsstäbe der Konstruktionspraxis entsprechend von der Querschnittsform abhängt und der Übergang nach Zustand II eine weitere, vom Querschnitt abhängige Einflußgröße darstellt. Der wiederholt nachgewiesene Unterschied in der Traglast von Stützen mit Kreisquerschnitt gegenüber Stützen mit Rechteckquerschnitt beruht ja bekanntlich nicht nur auf der Querschnittsform, sondern auch darauf, daß bei der Stütze mit Kreisquerschnitt die Bewehrungsstäbe am Umfang gleichmäßig verteilt angeordnet werden, während sie bei der Rechteckstütze nur an den statisch günstigsten Seiten zu finden sind.

Der Stahlbau hat den Einfluß der Querschnittsform in seinen Bemessungsvorschriften dadurch berücksichtigt, daß der für Stabilitätsfälle besonders ungünstige Stab aus Winkelprofilen (vergl. DIN 4114) zugrunde gelegt wurde. Dieses Verfahren ist angesichts der Fülle von Querschnittsformen, wie sie der neuzeitliche Stahlbau bietet, sehr zweckmäßig. Im übrigen gibt die Stahlbauvorschrift für den Sonderfall des Rohrquerschnitts besondere Knickbeiwerte an.

Im Stahlbetonbau wird überwiegend die Stütze mit Rechteckquerschnitt angewendet. Es wäre daher unwirtschaftlich, dem Knick-sicherheitsnachweis die statisch ungünstigste Querschnittsform

zugrunde zu legen. Es ist vielmehr richtiger, den gesamten Knick-sicherheitsnachweis auf den Fall der Rechteckstütze abzustellen und in einer zusätzlichen Untersuchung zu prüfen, ob und inwieweit eine davon abweichende Querschnittsform zu berücksichtigen ist. Dazu wurden die Traglasten von Stützen mit folgenden Daten berechnet:

Stahlgüte I (Tab. 6 - 10 und Abb. 25 - 28):

Rechteck-, Kreis- und 3 T-Querschnittsformen mit 4 Bewehrungsprozentsätzen.

Stahlgüte III (Tab. 11 und 12):

Rechteck- und Kreisquerschnitt mit 4 Bewehrungsprozentsätzen.

Als Grundlage für die Ermittlung der Kennwerte der Biegedruckzone diene dabei die Arbeitslinie des Betons nach DIN 1045 E, um den Einfluß der Betongüte ausschalten zu können.

Die Traglast einer Stütze mit vom Rechteck abweichendem Querschnitt wurde auf den zugehörigen Wert einer Stütze mit Rechteckquerschnitt bezogen. Der Einfluß der Querschnittsform wurde als Verhältniszahl ermittelt und in den Tabellen 13 - 17 zusammengestellt. Verglichen wurden dabei Werte von Stützen mit gleicher Schlankheit und Bewehrung; bei den T-Querschnitten ist $b \cdot d$ gleich dem Rechteckquerschnitt der Vergleichsstützen, bei den Kreisquerschnitten ist das Trägheitsmoment der Stützenquerschnitte gleich groß.

Die Ergebnisse zeigen, daß konstante Formbeiwerte unabhängig von den Parametern, die die Traglast einer Stahlbetonstütze beeinflussen, nicht ermittelt werden können.

Die Berechnung von Stützen mit vom Rechteck abweichenden Querschnitten wird daher vorerst mit einem genaueren Nachweis nach DIN 1045 neu, erfolgen müssen.

8.2 Berücksichtigung sprunghaft oder stetig veränderlicher Schnittgrößen und Querschnittsformen-----

Stahlbetonstützen mit sprunghaft oder stetig veränderlichen Querschnitten und Schnittgrößen stellen einen in der Praxis häufig vorkommenden Sonderfall dar. Für die praktische Berechnung kommen zwei Lösungsmöglichkeiten infrage:

- a) Ähnlich wie in der DIN 4114 können Vergleichsschlankheiten gesucht werden, die es ermöglichen, auf die Tabellen von Stützen mit konstantem Querschnitt und konstanter Längskraft zurückzu-

greifen. Wegen der vielen Parameter, die im Stahlbetonbau in die Berechnung eingehen, sind jedoch verhältnismäßig ungenaue Näherungslösungen zu erwarten. Abb. 29 zeigt als Beispiel ein $\sigma_k - \lambda$ -Diagramm von Stützen mit sprunghaft veränderlichem Querschnitt.

- b) Stützenberechnungen, die mit dem Verfahren nach a) nicht oder nur ungenau durchgeführt werden können, sind mit einem "genaueren Nachweis" zu führen. Grundlagen sind dabei die Momentenverdrehungskurven der zu berechnenden Querschnitte. Dabei wird es genau genug sein, diese $M - \varphi$ -Kurven durch gerade Linien zu ersetzen, deren Knicke durch folgende Querschnittszustände festgelegt sind:
1. Übergang vom Zustand I in den Zustand II.
 2. Erreichen der Fließgrenze des Stahls in der Druckbewehrung.
 3. Endpunkt des Linienzuges bei Erreichen der Fließgrenze der Zugbewehrung.

Für Stützenberechnungen mit dem genaueren Nachweis nach DIN 1045 neu, soll die neue DIN 4224 für einfache Querschnittsformen Anhaltspunkte geben.

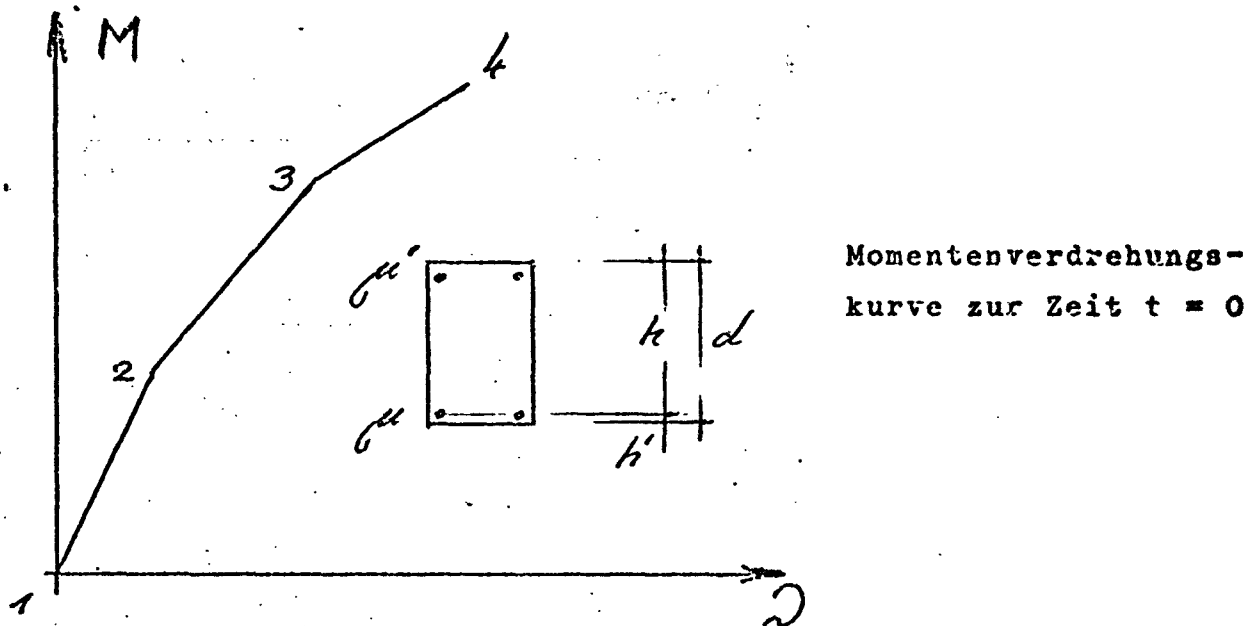
8.3 Einfluß des Kriechens

Unter Langzeitbelastung entstehen infolge Kriechverformungen des Betons zusätzliche Querschnittsverdrehungen und damit Stützenauslenkungen, die eine Verringerung der Traglast bewirken. In der geänderten Fassung des § 27.2d der alten DIN 1045 wurde eine Formel zur Berücksichtigung der Kriechausbiegungen angegeben, die jedoch nur eine Näherungslösung darstellt. Genauere Berechnungen sind möglich; sie sind jedoch sehr zeitaufwendig und müssen oft mit zu groben Annahmen durchgeführt werden.

Es wurde deshalb (im Zusammenhang mit dieser Arbeit) ein Rechenverfahren erarbeitet, welches die Berechnung der Steifigkeit von Stahlbetonquerschnitten in Abhängigkeit von der Zeit erlaubt [25]. Dieses Verfahren gestattet die relativ schnelle Ermittlung der Knickpunkte der $M - \varphi$ -Kurven sowohl für Kurzzeitbelastung als auch für Dauerlasten. Nach diesem Verfahren wird die Berechnung der Querschnittsverdrehungen in zwei Schritten durchgeführt: Ermittlung 1. elastischer und 2. plastischer Verformungsteile. Aus diesem Grunde wird zuerst die Momentenverdrehungskurve zur Zeit $t = 0$ (rein elastisch) berechnet. Die Querschnittsbreite b wird mit 1 angenommen.

8.31 Die elastischen Verformungsanteile

Für die Momentenverdrehungskurve zur Zeit $t = 0$ genügt es, die Knick- und Endpunkte aufzusuchen, da der Verlauf zwischen diesen Werten geradlinig ist.



Im Ursprung (Pkt. 1) steht der Querschnitt unter mittigem Druck. Die Stauchung errechnet sich aus $\sum V = 0$ zu

$$\varepsilon = \frac{N}{E_b (1 + (n - 1) (\mu + \mu'))}$$

Damit wird

$$P_{ed}(0) = E_b (n - 1) \varepsilon \cdot \mu'$$

$$P_{ez}(0) = E_b (n - 1) \cdot \varepsilon \cdot \mu$$

$$D_B(0) = E_b \cdot \varepsilon$$

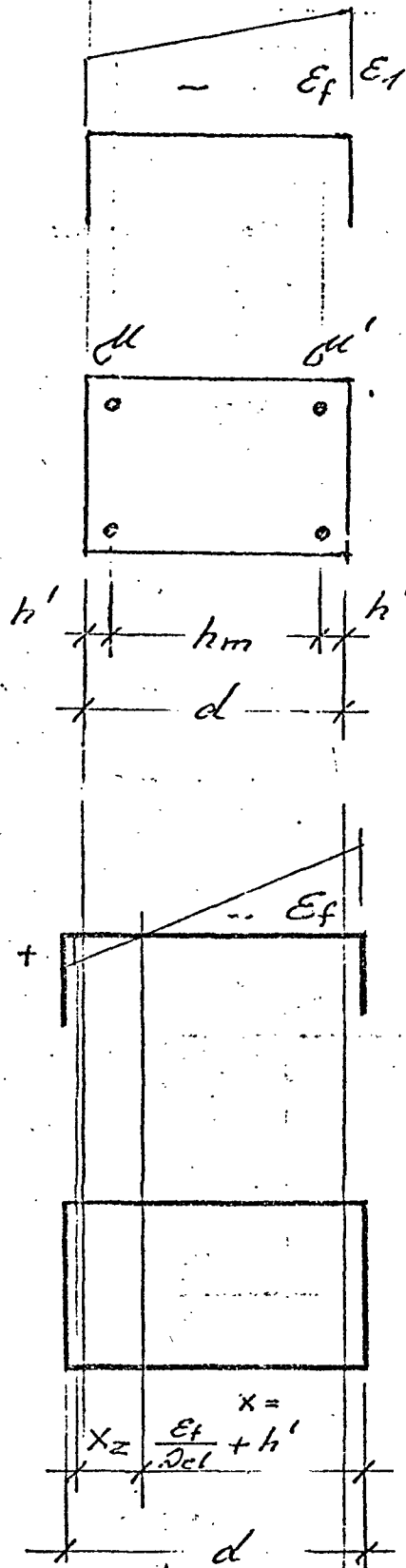
Im Punkt 2 erreicht die Druckbewehrung die Fließgrenze.

Die Querschnittskräfte sind dann

$$P_{ed}(0) = E_b (n - 1) \mu' \varepsilon_f$$

$$P_{ez}(0) = E_b (n - 1) \cdot \mu (\varepsilon_f + (h - h') \varphi_{el})$$

$$D_B(0) = E_b (\varepsilon_f + 0,5 (h - h') \cdot \varphi_{el})$$



$\sum V = 0$ ist die Bedingung zur Bestimmung von σ_{el} :

$$\sigma_{el} = \frac{N - \epsilon_f \cdot E_b \cdot ((n-1)(\mu + \mu') + 1)}{E_b (h-h') ((n-1)\mu + 0,5)}$$

Für symmetrische Bewehrung wird

$$\sigma_{el} = \frac{2}{(h-h')} \cdot \left[\frac{N}{E_b (n-1)(\mu + \mu') + 1} - \epsilon_f \right]$$

Stellt man bei der Berechnung von σ_{el} fest, daß der Querschnitt beim Erreichen von ϵ_f in der Druckbewehrung in den Zustand II übergegangen ist, so ist die Berechnung von σ_{el} mit den folgenden Ansätzen zu wiederholen:

$$D_B(0) = \frac{E_b}{2} \left[\left(h' - \frac{\epsilon_f}{\sigma_{el}} \right) (\epsilon_f - h' \cdot \sigma_{el}) - x_z \cdot \epsilon_z \right]$$

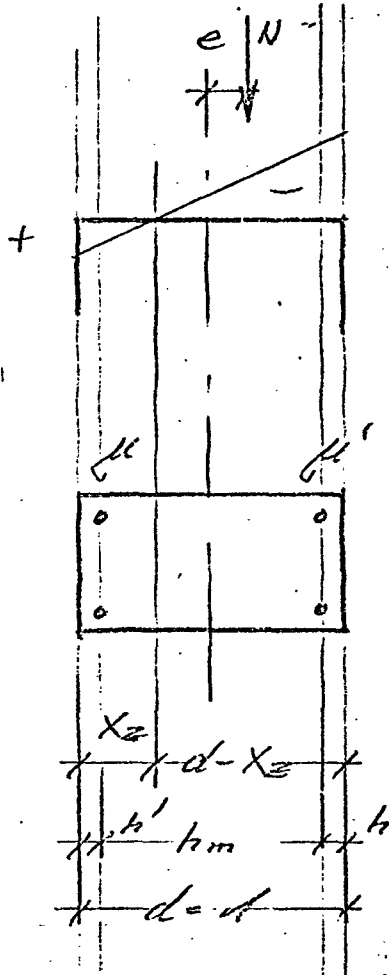
Damit ergibt sich σ_{el} aus $\sum V = 0$ zu

(N als Druckkraft negativ)

$$\sigma_{el} = \frac{N - E_b \cdot ((n-1) \epsilon_f (\mu + \mu') + E_b \cdot h' \cdot \epsilon_{ed})}{E_b (2(n-1) \cdot h_m \cdot \mu_z - h'^2)} + \sqrt{\left(\frac{N}{E_b (2(n-1) \cdot h_m \cdot \mu_z - h'^2)} \right)^2 + \frac{E_b \cdot \epsilon_f^2}{E_b (2(n-1) \cdot h_m \cdot \mu_z - h'^2)}}$$

x_z ist 0 zu setzen, wenn die Betonzugspannungen nicht berücksichtigt werden sollen.

Der Knickpunkt der $M - \vartheta$ -Kurve bei Pkt. 3 ist durch den Übergang des Querschnittes vom Zustand I in den Zustand II gekennzeichnet. Die Reihenfolge von Punkt 2 und 3 wird durch die Berechnung der Verdrehung in Pkt. 2 festgelegt.



$$P_{ed}(0) = -E_b (n-1) (h-x_z) \vartheta_{el} \cdot \mu'$$

$$P_{ez}(0) = -E_b (n-1) (h'-x_z) \vartheta_{el} \cdot \mu$$

$$D_B(0) = -E_b \cdot 0,5 \cdot \vartheta_{el} \left(d-x_z + \frac{x_z^2}{d-x_z} \right)$$

Damit wird:

$$\vartheta_{el} = \frac{N}{E_b \left((n-1) (\mu' (h-x_z) + \mu (h'-x_z)) + 0,5 \left(d-x_z + \frac{x_z^2}{d-x_z} \right) \right)}$$

Zeigt das Ergebnis, daß in der Druckbewehrung die Fließgrenze des Stahles überschritten wird, so ist die Berechnung mit

$$P_{ed}(0) = -E_b (n-1) \cdot \varepsilon_f \cdot \mu'$$

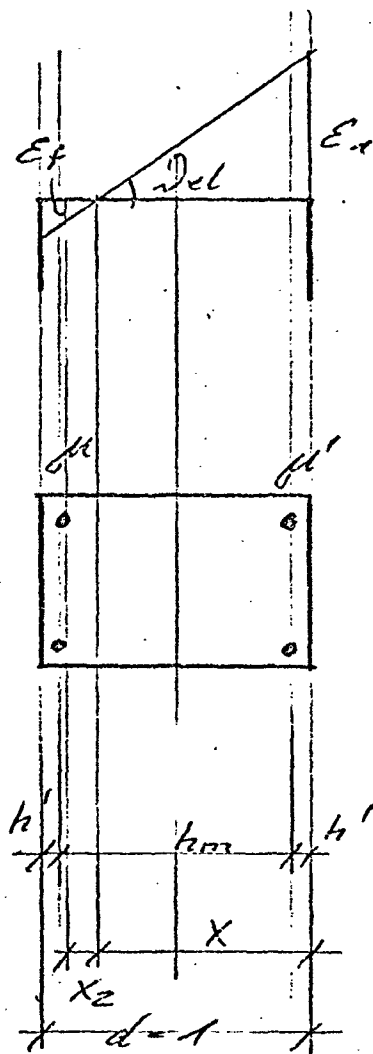
zu wiederholen, und die Verdrehung

$$\vartheta_{el} = - \frac{N + E_b (n-1) \cdot \varepsilon_f \cdot \mu'}{E_b \left((n-1) (\mu' (h'-x_z) + 0,5 \left(d-x_z + \frac{x_z^2}{d-x_z} \right) \right)}$$

neu zu berechnen.

Sollen bei der Berechnung der Steifigkeit die Betonzugspannungen nicht berücksichtigt werden, so ist $x_z = 0$ zu setzen.

Im Punkt 4 wird in der Zugbewehrung die Fließgrenze erreicht.
Folgende Ansätze sind zu verwenden:



$$P_{ed}(0) = E_b (n-1) \mu' (\varepsilon_f - h_m \cdot \sigma)$$

$$P_{ez}(0) = E_b (n-1) \mu' \varepsilon_f$$

$$D_B(0) = E_b' \frac{1}{2} \left[\left(h - \frac{\varepsilon_f}{\sigma_{el}} \right) (\varepsilon_f - h \cdot \sigma_{el}) + x_z^2 \frac{\sigma_{el}}{d} \right]$$

$$\sigma_{el} = \frac{\frac{N}{E_b} - \varepsilon_f [(n-1)(\mu + \mu') + h]}{\frac{x_z^2}{d} - h^2 - 2(h-h')(n-1)} \pm \sqrt{\left(\frac{x_z^2}{d} - h^2 - 2(h-h')(n-1) \right)^2 + \frac{\varepsilon_f^2}{\frac{x_z^2}{d} - h^2 - 2(h-h')(n-1)}}$$

Hat die Druckbewehrung die Fließgrenze überschritten, so ist die Berechnung wie folgt durchzuführen:

$$P_{ed}(0) = - E_b (n-1) \mu' \cdot \varepsilon_f$$

$$\sigma_{el} = \frac{\frac{N}{E_b} - \varepsilon_f [(n-1)(\mu + \mu') + h]}{\frac{x_z^2}{d} - h^2} \pm \sqrt{\left(\frac{x_z^2}{d} - h^2 \right)^2 + \frac{\varepsilon_f^2}{\frac{x_z^2}{d} - h^2}}$$

Wenn die Verdrehungen der Querschnitte für die $M-\varphi$ -Kurve bestimmt sind, können mit den folgenden Ansätzen die zugehörigen Momente ermittelt werden:

Punkt 1 : $M = 0$

Punkt 2 :

a) Zustand I:

$$M = 0,5 (h-h') (P_{ed} + P_{ez}) - \varphi_{el} \frac{E_b}{12}$$

b) Zustand II : $M = N \cdot e$ mit

$$e = \frac{P_{ed} (h+h') + D_{Bd} ((h-h') - 0,333(h' + \frac{\varepsilon_f}{\varphi_{el}})) - D_{Bz} \cdot J_z}{N} - \frac{h_m}{2}$$

$$\text{mit } D_{Bd} = D_B - D_{Bz}; J_z = (h-h') - \frac{\varepsilon_f}{\varphi} - \frac{2}{3} x_z$$

$$\text{und } D_{Bz} = 0,5 \cdot E \cdot x_z \cdot \varepsilon_z$$

Punkt 3 : $M = N \cdot e$ mit

$$e = \frac{P_{ed} (h-h') + D_{Bd} (h - 0,33 (d - x_z)) - D_{Bz} \frac{2}{3} x_z}{N} - \frac{h-h'}{2}$$

$$\text{und } D_{Bd} = D_B - D_{Bz}$$

$$D_{Bz} = 0,5 \cdot E_b \cdot x_z \cdot \varepsilon_z$$

x_z ist gleich 0 zu setzen, wenn die Betonspannungen im Querschnitt nicht ausgenutzt werden sollen.

Punkt 4 : $M = N \cdot e$ mit

$$e = \frac{P_{ed} (h-h') + D_{Bd} (h - 0,33 (h - \frac{\varepsilon_f}{\varphi_{el}})) - D_{Bz} \cdot (h - \frac{h - \varphi_{el}}{3} - \frac{2}{3} x_z)}{N} - \frac{h_m}{2}$$

8.32 Die plastischen Verformungsanteile

Aus der Momentenverdrehungskurve der elastischen Verformungsanteile ($t=0$) können nun die entsprechenden Kurven für verschiedene

Zeiten ermittelt werden. Dabei wird es für praktische Berechnungen i. A. nur erforderlich sein, die Werte für Kurz- und Langzeitbelastungen zu ermitteln ($t \approx 0$ bzw. $t \rightarrow \infty$).

Mit (4) und (44) nach [25] wird:

$$\varrho_k(t) = \bar{\varepsilon}(t) \left[\frac{3(x_1^2 - x_2^2) + \frac{\bar{\varepsilon}(t)}{\bar{\sigma}(t)} \cdot E_e (\mu(x_1 - h) + \mu'(x_1 - h'))}{2(x_1^3 - x_2^3)} - \sqrt{\left(\frac{\bar{\sigma}_B(0)}{\bar{\sigma}(t)(x_1^3 - x_2^3)} \right)^2 + \frac{3D_B(0)}{\bar{\sigma}(t)(x_1^3 - x_2^3)}} \right]$$

Ohne Berücksichtigung der Betonzugspannungen ist $x_2 = 0$ zu setzen. Zweckmäßig wird für die Punkte 2 und 3 (s. 8.31) zuerst die Kriechverdrehung bestimmt, da dann i. a. während der Belastungszeit t keine Änderung im Querschnitt - wie Übergang vom Zustand I in II, oder Erreichen der Fließgrenze in der Druckbewehrung - auftritt. Der Endpunkt der $M - \varrho$ -Kurve für eine vorgegebene Zeit t wird erreicht, wenn $\varrho_k(t)$ einen Maximalwert annimmt. Dies geschieht, wenn der Wert unter der Wurzel zu Null wird. So wird also im Endpunkt der $M - \varrho$ -Kurve zur Zeit t :

$$\varrho_k(t) = \bar{\varepsilon}(t) \frac{3(x_1^2 - x_2^2) + \frac{\bar{\varepsilon}(t)}{\bar{\sigma}(t)} E_e (\mu(x_1 - h) + \mu'(x_1 - h'))}{2(x_1^3 - x_2^3)}$$

Die zugehörigen Momente können nun bestimmt werden. Für Überschlagsrechnungen oder Nachweise, bei denen auf eine große Genauigkeit verzichtet werden kann, steht damit eine ausreichend genaue $M - \varrho$ -Kurve zur Verfügung. Die Ergebnisse liegen etwas auf der sicheren Seite, wie im Bild 30 zu erkennen ist.

Werden an die Berechnung der Steifigkeit höhere Anforderungen in Bezug auf die Genauigkeit gestellt, so können die Ergebnisse durch eine Berechnung von Zwischenpunkten beliebig verbessert werden. Dabei ist jedoch zu beachten, daß der Querschnitt im Berechnungszeitraum vom Zustand I in II übergehen kann, oder daß Bewehrungsanteile die Fließgrenze überschreiten. Dann ist die Berechnung zu wiederholen, wobei in der Formel für $\varrho_k(t)$ die Bewehrung entsprechend ihrem Zustand zur Zeit t einzusetzen ist.

Da in der Praxis Kriechverformungen meist in Abhängigkeit vom Kriechbeiwert φ zu bestimmen sind, ist $\bar{\varepsilon}(t)$ aus φ zu berechnen!

$$\bar{\varepsilon}(t_1) = \frac{2 \cdot \varphi(t_1)}{E(t_k)} \cdot \bar{\sigma}(t_1)$$

Für die Berechnung von $\bar{\varepsilon}(t)$, $t_k < t < \infty$ wird auf [25] verwiesen.

Für die $M - \vartheta$ -Kurven wird

$$\vartheta(t) = \vartheta_{el} + \vartheta_k(t)$$

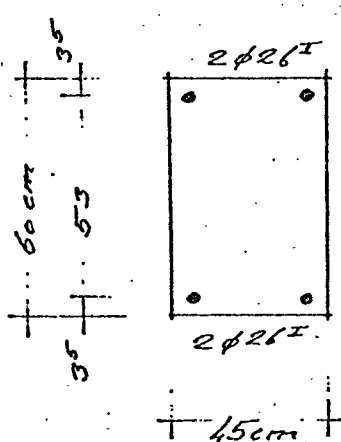
und

$$EJ(t) = \frac{M \cdot d}{\vartheta(t)}$$

8.33 Beispiel für die Berechnung zeitabhängiger Momentenverdrehungskurven nach [25]

1. Querschnitt

Rechteck mit $\mu = \mu'$ nach nebenstehender Skizze in B 300



$$\mu = \mu' = \frac{10,6}{45 \cdot 60} = \sim 0,4 \%$$

\bar{N} angenommen zu 27000 kp

$$N = \frac{27000}{45 \cdot 60} \approx 100 \frac{\text{kp}}{\text{cm}^2}$$

2. Elastische Verformungsanteile

a) für $M = 0$ (Ursprung der $M - \vartheta$ -Kurve)

$$\bar{\varepsilon} = \frac{-100}{300 \cdot 10^3 (1 + (n-1)(0,004 + 0,004))} = -0,318 \cdot 10^{-3}$$

$$\text{mit } n = \frac{2100\,000}{300\,000} = 7$$

$$\text{und } E_{\gamma} = 300 \cdot 10^3 \frac{\text{kp}}{\text{cm}^2} \text{ nach Tabelle}$$

wird:

$$P_{ed} (t = 0) = - 300 \cdot 6 \cdot 0,318 \cdot 0,004 = - 2,3 \frac{\text{kp}}{\text{cm}^2}$$

$$P_{ez} (t = 0) = - 300 \cdot 6 \cdot 0,318 \cdot 0,004 = - 2,3 \quad "$$

$$D_B (t = 0) = - 300 \cdot 0,318 = - 95,0 \quad "$$

b) Querschnittszustand, in dem die Druckbewehrung die Fließgrenze erreicht.

$$\sigma_{el} = \frac{100 - 114 \cdot 300 ((7-1) \cdot 0,008 + 1)}{300 \cdot 0,886 ((7-1) \cdot 0,004 + 0,5) 10^3} < 0$$

$$\text{mit } h = \frac{56,5}{60} = 0,943$$

$$\text{und } h' = \frac{3,5}{60} = 0,057$$

$$h - h' = 0,886$$

Die Verdrehung wird negativ, d. h. der Querschnitt erreicht bei der geringen Normalkraft den Zustand II bevor die Druckbewehrung fließt:

$$\sigma_{el} = \frac{-100 + 300 \cdot 1,14 [6 \cdot 0,008 + 0,057]}{300(2 \cdot 6 \cdot 0,886 \cdot 0,004 - 0,057^2)} = 2,41 \text{ } ^\circ/\text{oo}$$

$$P_{ed} = - 300 \cdot 6 \cdot 0,004 \cdot 1,14 = - 8,2 \frac{\text{kp}}{\text{cm}^2}$$

$$P_{ez} = 300 \cdot 6 \cdot 0,004 (1,14 + 0,886 \cdot 2,4) = 7,2 \quad "$$

$$D_B = 300 \left(\frac{1,14}{2,41} + 0,057 \right) \frac{1}{2} (-1,14 - 0,057 \cdot 2,41) = 99,0 \frac{\text{kp}}{\text{cm}^2}$$

$$e = \frac{8,2 \cdot 0,886 + 99(0,943 - \frac{1}{3} (0,057 + \frac{1,14}{2,41}))}{100} - \frac{0,886}{2}$$

$$= 0,39$$

$$M = 100 \cdot 0,39 = 39,0 \frac{\text{kp}}{\text{cm}^2}$$

c) Übergang von Zustand I nach Zustand II

Im Abschnitt 6 wurde gezeigt, daß der Einfluß der Mitwirkung des Betons auf Zug für die Berechnung der Steifigkeit i. d. R. vernachlässigbar ist. Daher kann hier ohne Ansatz der Zugfestigkeit gerechnet werden:

$$\sigma_{el} = \frac{100}{300((6(0,004 \cdot 0,943 + 0,004 \cdot 0,057) + 0,5))} = 0,638 \text{ } \text{‰}$$

$$P_{ed} = - 300 \cdot 6 \cdot 0,943 \cdot 0,638 \cdot 0,004 = - 4,3 \frac{\text{kp}}{\text{cm}^2}$$

$$P_{ez} = - 300 \cdot 6 \cdot 0,057 \cdot 0,638 \cdot 0,004 = - 0,3 \text{ "}$$

$$D_B = - 300 \cdot 0,5 \cdot 0,638 = - 95,4 \text{ "}$$

$$e = \frac{4,3 \cdot 0,886 + 95,4(0,943 - 0,33)}{100} - \frac{0,886}{2} = 0,181$$

$$M = 100 \cdot 0,181 = 18,1 \frac{\text{kp}}{\text{cm}^2}$$

d) Die Zugbewehrung des Querschnitts erreicht die Fließgrenze.

Für den Zeitpunkt $t = 0$ ist dies der Endpunkt der $M - \sigma$ -Kurve. Der Beton kann zur Zeit $t = 0$ nicht versagen (Annahme: Festigkeit = ∞ groß)

In 2. b) wurde ein stabiler Zustand mit der Druckbewehrung an der Fließgrenze des Stahles ermittelt. Hier ist daher ebenfalls mit der Druckbewehrung im Fließbereich zu rechnen.

$$\sigma_{el} = \frac{\frac{100}{300} - 1,14 \cdot 0,943}{0,943^2} \pm \sqrt{\left(\frac{100}{300} - 1,14 \cdot 0,943 \right)^2 - \frac{1,14^2}{0,943^2}}$$
$$= 2,61 \text{ } ^\circ/\text{oo}$$

$$P_{ed} = - 300 \cdot 6 \cdot 0,004 \cdot 1,14 = - 8,2 \frac{\text{kp}}{\text{cm}^2}$$

$$P_{ez} = - 300 \cdot 6 \cdot 0,057 \cdot 0,638 \cdot 0,004 = 8,2 \text{ "}$$

$$D_B = \frac{300}{2} \left[\left(0,943 - \frac{1,14}{2,61} \right) \left(1,14 - 0,943 \cdot 2,61 \right) \right] \approx 100,0 \frac{\text{kp}}{\text{cm}^2}$$

$$e = \frac{8,2 \cdot 0,886 + 100 \left(0,943 - \frac{1}{3} \left(0,943 - \frac{1,14}{2,61} \right) \right) - \frac{0,886}{2}}{100}$$
$$= 0,403$$

$$M = 100 \cdot 0,403 = 40,3 \frac{\text{kp}}{\text{cm}^2}$$

3. Plastische Verformungsanteile

Es sollen die $M - \vartheta$ -Kurven für Kurz- und Langzeit ($t = \infty$) bei $\varphi_\infty = 2,0$ ermittelt werden.

a) Querschnitt zur Zeit $t = 0$ nach Pkt. 3 (vgl. 8.31)

$$x_1 = 1,0$$

$$x_2 = 0$$

a 1) Kurzzeit : $t = t_K$; $\tilde{\sigma}(t_K)$ u. $\tilde{\varepsilon}(t_K)$

s. Abb. 31

$$\rho_K(t_K) = 1,48 \left[\frac{3(1,0^2 + 2,55 \cdot 2100 \cdot 0,004((1-0,94) + (1-0,057)))}{2 \cdot 10^5} \right] \sqrt{\frac{()^2 - 3 \cdot 95,4}{255 \cdot 1,0}} = 0,61 \text{ } ^\circ/\text{oo}$$

$$P_{ed}(t_K) = 2100 \cdot 0,004(0,638 + 0,61)0,943 = 9,7 \text{ kp/cm}^2$$

$$P_{ez}(t_K) = 2100 \cdot 0,004(0,638 + 0,61)0,057 = 0,6 \text{ kp/cm}^2$$

$$D_B(t_K) \approx 90,0 \text{ kp/cm}^2$$

$$e_b(t_K) = \frac{255}{90} \cdot 0,41 \cdot \left(\frac{2}{3} - 0,25 \cdot 0,41\right) = 0,65$$

$$M_{(t_k)} = 90(0,65 - 1,0 + 0,50) + 9,7 \cdot 0,443 + 0,6 \cdot 0,443$$

$$= 17,5 \text{ kp/cm}^2$$

a 2) Langzeit: $t = t_{\infty}$

$$\begin{aligned}\bar{\sigma}_1(\infty) &= 0,70 \cdot 300 &= 210 \text{ kp/cm}^2 \\ \bar{\epsilon}(\infty) &= \frac{2 \cdot 2,0}{160} \cdot 210 &= 5,30 \text{ }^\circ/\text{oo}\end{aligned}$$

$$\frac{g_K(\infty)}{\bar{\varepsilon}(\infty)} = \frac{3(1,0^2 + \frac{5,30}{210} 2100 \cdot 0,004)}{2 \cdot 1,0^3} \sqrt{()^2 - \frac{3 \cdot 95,4}{210}}$$

$$j_K(\infty) = 0,423 \cdot 5,30 = 2,24 \text{ } ^\circ/\text{oo}$$

$$P_{ed}(\infty) = 2100 \cdot 0,004(0,638 + 2,24)0,943 = 22,2 \text{ kp/cm}^2$$

$$P_{ez}(\infty) = \text{ " " " } 0,057 = 1,5 \text{ kp/cm}^2$$

$$D_B(\infty) = 210,0 \cdot 0,423((1 - \frac{1}{3} \ 0,423)) = 76,3 \text{ kp/cm}^2$$

$$\ell_6(t) = \frac{210}{76,3} 0,423 \left(\frac{2}{3} - 0,25 \cdot 0,423 \right) = 0,65$$

$$M = 76,3(0,65 - 1,0 + 0,50) + 22,2 \cdot 0,443 - 1,5 \cdot 0,443 = 20,5 \text{ kp/cm}^2$$

b) Querschnitt zur Zeit $t = 0$ nach Pkt. 2 (vergl. 8.31)

$$X_1 = 0,55 \quad X_2 = 0 \quad (\text{s. Abb. 32})$$

b 1) Kurzzeit : $t = t_K$

$$\varrho_K(t_K) = \frac{3(0,55^2 + \frac{1,48}{255} 2100 \cdot 0,004((0,55 - 0,057) + (0,55 - 0,943)))}{2 \cdot 0,553} \sqrt{()^2 - \frac{3 \cdot 104}{255 \cdot 0,553}}$$

Da der Wert unter der Wurzel < 0 wird, ist kein stabiler Zustand mit $X_1 = 0,55$ zu erreichen. Nach Abb. 32 werden daher $D_{b(0)}$ und X_1 mit folgenden Werten ermittelt:

$$\text{Für } M = 35 \text{ kp/cm}^2 \text{ wird } X_1 = 0,675$$

$$\text{und } D_B(0) = 101,8 \text{ kp/cm}^2$$

Analog zur vorigen Berechnung wird

$$\frac{\varrho_K(t_K)}{\bar{\varepsilon}(t_K)} = 1,12 ; \varrho_K(t_K) = 1,66 \text{ } ^\circ/\text{oo}$$

Somit ergeben sich:

$$\begin{aligned}
 P_{ed}(t_K) &= -93,3 \text{ kp/cm}^2 \\
 P_{ez}(t_K) &= 13,7 \text{ kp/cm}^2 \\
 D_B(t_K) &= -11,7 \text{ kp/cm}^2 \\
 e_b(t_K) &= 0,435 \\
 M(t_K) &= 36,5 \text{ kp/cm}^2
 \end{aligned}$$

Der Endpunkt der $M - \mathcal{J}$ -Kurve für t_K wird mit genügender Genauigkeit interpoliert für die Bedingung, daß die Zugbewehrung die Fließgrenze erreicht. (Vergl. Abb. 32)

b 2) Langzeit:

Für die Berechnung von $\mathcal{J}_K(\infty)$ muß X_1 neu gewählt werden, um einen stabilen Zustand zu erreichen:

$$\begin{aligned}
 X_1 &= 0,76 \\
 D_B(0) &= 100 \text{ kp/cm}^2
 \end{aligned}$$

damit wird

$$\frac{\mathcal{J}_K(\infty)}{\xi(\infty)} = 0,84; \quad \mathcal{J}_K(\infty) = 4,45$$

$$\begin{aligned}
 P_{ed}(\infty) &= -34,2 \text{ kp/cm}^2 \\
 P_{ez}(\infty) &= 9,0 \text{ kp/cm}^2 \\
 D_B(\infty) &= -80,5 \text{ kp/cm}^2 \\
 e_b(\infty) &= 0,393 \\
 M(\infty) &= 29,8 \text{ kp/cm}^2 \\
 \varepsilon_{ez} &= (0,943 - 0,76) 593 = 1,09 \text{ ‰} \\
 &(< 1,14)
 \end{aligned}$$

Der Endpunkt wird für $\varepsilon_{ez} = 1,14 \text{ ‰}$ interpoliert.

tondruckzone (zusätzliche Querschnittsverdrehung) um das Maß $c\varphi$ weiter aus. Durch diese zusätzliche Ausmittigkeit wächst das Moment m weiter an und ruft gleichzeitig eine zusätzliche elastische Ausbiegung (Theorie II. Ordnung) hervor. Die dauerlastbedingte Ausbiegung ist dann (s.o.)

$$c_{(t)} = c\varphi \cdot \frac{\nu}{\nu-1}$$

und der zusätzliche elastische Anteil allein

$$c\varphi_{el} = c_{(t)} - c\varphi = c\varphi \left(\frac{\nu}{\nu-1} - 1 \right) = c\varphi \cdot \frac{1}{\nu-1}$$

4. Die Gesamtexzentrizität zur Zeit $t = \infty$ beträgt somit

$$\underline{\underline{c_{(t\infty)} = c_{(t_0)} + c_{(t)} = c_0 + c_{el} + c\varphi + c\varphi_{el} = (c_0 + c\varphi) \cdot \frac{\nu}{\nu-1}}}$$

Kennt man die Größe des plastischen Anteils $c\varphi$, so kann die Berechnung dauerbelasteter Stützen auf die Berechnung unter Kurzzeitlast zurückgeführt werden, wenn die planmäßige (oder ungewollte) Ausmittigkeit $c_0 = \frac{M}{N}$ um diese "Kriechvorverformung" $c\varphi$ vergrößert wird. Unter Berücksichtigung der Theorie II. Ordnung werden dann die maximalen Durchbiegungen einer Stütze, die unter einer Dauerlast $N\varphi$ bei einer Exzentrizität c_0 erreicht werden, gleich sein den Durchbiegungen einer Stütze, die mit einer Last $N = N\varphi$ mit dem größeren Hebelarm $(c_0 + c\varphi)$ kurzzeitig belastet wird.

Nach Dischinger kann für die Gesamtverformung einschließlich Kriechen und Theorie II. Ordnung der Ansatz

$$c_{(t\infty)} = c_{(t_0)} \cdot e^{\frac{\varphi}{\nu-1}}$$

verwendet werden.

$$\text{Damit ist: } (c_0 + c\varphi) \cdot \frac{\nu}{\nu-1} = c_0 \cdot \frac{\nu}{\nu-1} \cdot e^{\frac{\varphi}{\nu-1}}$$

$$\text{und } c\varphi = c_0 \cdot \left(e^{\frac{\varphi}{\nu-1}} - 1 \right).$$

Für die Neufassung von DIN 4224 wurde diese Formel in der Form

$$c_{\varphi} = c_0 \cdot \left(e^{\frac{\varphi}{\nu}-1} - 1 \right) \cdot \eta$$

vorgeschlagen, in der für

φ = Endkriechzahl (nach DIN 1045, 16.5.2),

$$\nu = \frac{N_K}{N_{\varphi}},$$

$$N_K = \text{Eulersche Knicklast} \quad \frac{E \cdot J \cdot \eta^2}{s_K^2}$$

(mit $E \cdot J = E_b \cdot J_b$ für Zustand I ohne Berücksichtigung der Bewehrung), und

$$N_{\varphi} = \text{kriecherzeugende Dauerlast} \\ (N_{\varphi} \leq 0,7 N_{\max})$$

einzusetzen sind und in der η einen Korrekturfaktor bedeutet, der in Abhängigkeit von Anfangsausmitte $m = c_0/k$ und Bewehrungsgrad μ ermittelt werden soll.

Die im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten Langzeitversuche sollten u. a. auch darüber Aufschluß geben, in welcher Größe dieser Korrekturfaktor anzusetzen ist.

Theoretisch könnte auf diesen Faktor verzichtet werden (d.h. $\eta=1$), wenn der Beanspruchungsgrad und die Steifigkeit des gefährdeten Stützenquerschnitts sowie die Belastungsgeschichte und die klimatischen Bedingungen durch genauere, d. h. wirklichkeitsnahe Ermittlung der Werte ν und φ berücksichtigt würden.

Es erhebt sich die Frage, ob der Exponentialansatz von Dischinger überhaupt zur Berechnung der "Kriechvorverformung" geeignet ist, oder ob in dem für die Praxis wesentlichen Bereich relativ niedriger Gebrauchslast ein noch einfacherer, z. B. linearer Ansatz zweckmäßiger ist.

Zur Klärung dieser Fragen wurde ein elektronisches Rechnprogramm entwickelt, mit Hilfe dessen die Ausbiegungen von Stützen iterativ zu jeder Zeit und Belastungsstufe unter Berücksichtigung der in jeder Stufe tatsächlich vorhandenen Querschnittssteifigkeit ermittelt werden können.

Dieses Rechenprogramm liegt z.Zt. noch nicht in endgültiger Form vor, jedoch ergaben erste Tests, daß die Stützenausbiegungen danach tatsächlich mit wachsendem φ exponentiell ansteigen und daß die bei den Versuchen ermittelten Verformungswerte gut in die iterativ berechneten Kurven passen, wenn die durch besondere Nebenversuche einigermaßen genau ermittelten E-Moduli und die den Laborbedingungen entsprechenden φ -Werte zugrunde gelegt werden.

Der Dischinger-Ansatz scheint also grundsätzlich zur Bestimmung der kriechbedingten Ausbiegungsvergrößerung geeignet zu sein. Die z. Zt. noch laufenden Untersuchungen sollen vor allem darüber Aufschluß geben, in welcher Form und mit welchen möglichst einfachen Behelfen dieser Ansatz künftig bei der Bemessung verwertet werden kann.

8.4 Einfluß von Imperfektionen

Bei der Herstellung von Stahlbetonstützen treten oft unvermeidbare Fehler auf, deren Einfluß auf die Traglast bisher nur pauschal berücksichtigt wurde. Diese Fehler - Imperfektionen - können sich beim Material und bei den Stützenabmessungen einstellen.

1. Besonders die Betongüte ist großen Streuungen unterworfen; daher müßte - um den Beton im Verhältnis zum Stahl richtig zu beurteilen - immer mit der 5%-Fraktile gerechnet werden. Läßt man jedoch für die Berechnung der Verformungen eine höhere Betongüte zu als für die Bemessungen, so muß untersucht werden, wie groß der Einfluß einer geringeren Betongüte eines Stababschnittes auf die Verformungen ist.
2. Bei den Stützenabmessungen können Fehler im Querschnitt auftreten, z. B. durch vom Plan abweichende Bewehrungslagen. Außerdem können Schalungsfehler zu Abweichungen der Querschnittsgröße und der Lage der Achse von der planmäßigen Lage führen. Fehler dieser Art sind verhältnismäßig einfach zu beurteilen, da Einflüsse verschiedener Bewehrungslagen und Ausmittigkeiten der Lastangriffe auf die Traglast mit den unter 5. und 7. erarbeiteten Unterlagen erfaßt werden können. Die ungewollte Ausmittigkeit des Lastangriffes, die nach

DIN 1045 nur bei der Berechnung von Stützen zu berücksichtigen ist, berücksichtigt diese Fehlermöglichkeiten in einer Größenordnung, wie sie bei üblichen Bauausführungen zu erwarten sind.

3. Im Querschnitt können weitere Imperfektionen durch die Betonherstellung entstehen: Liegend betonierte Stützen weisen im Querschnitt unterschiedliche Betoneigenschaften auf, da beim Verdichten des Betons die größere Körnung nach unten sinkt und so im unteren Bereich besserer Beton entsteht als im oberen. Im Gegensatz dazu wird bei der Herstellung einer Stütze in stehender Schalung im Bereich eines Querschnittes eine gleichmäßige Betongüte erreicht, längs der Stütze ist diese jedoch ungleichmäßig.

Erfahrungsgemäß treten bei lotrecht betonierten Stützen in den Endbereichen geringere Betongüten als in der Mitte auf. Da die Endbereiche von Stützen in der Mitte der Knickbiegeline liegen können, ist für diese Fälle der Verformungseinfluß der geringeren Betongüte nach [1] zu untersuchen.

Zusammenfassend ist festzustellen, daß über den Rahmen der Berechnungen nach Pkt. 5 und 7 hinaus der Einfluß einer Betonfehlstelle auf die Verformung zu untersuchen ist. Diese Arbeit wurde mit Hilfe des unter 5 erläuterten Rechenprogramms begonnen. Abb. 33 zeigt als Beispiel ein σ_k - λ -Diagramm, bei dem angenommen wurde, daß in der Mitte der Stützen im Bereich von $0,125 \cdot L$ eine Betongüte von $0,70 B_n$, in dem übrigen Bereich jedoch $0,85 B_n$ vorhanden ist.

Das Ergebnis zeigt, daß der Einfluß einer Beton-Fehlstelle gering ist: Da erst bei Stützen mit einer Schlankheit von $\lambda = 80$ Stabilitätsbrüche auftreten, werden die Traglasten der ausgezogenen Linien erst für hohe Schlankheiten erreicht, nachdem von $\lambda = 80$ ab ein Übergangsbereich durchlaufen wird. Obwohl die Untersuchungen noch auf den Bereich verschiedener Betongüten und Bewehrungen ausgedehnt werden müssen, kann gesagt werden, daß der Einfluß einer Betonfehlstelle auf die Traglast so gering ist, daß er im Hinblick auf andere Fehler wahrscheinlich vernachlässigt werden kann.

9. Versuche an Stahlbetonstützen

Knickversuche an beidseitig gelenkig gelagerten Stahlbetonstützen unter Kurzzeitbelastung werden in der Literatur in größerer Anzahl behandelt. Diese Versuche sind in den Tabellen 47 - 52 am Ende des Anhanges zusammengestellt. In der Regel werden in den Versuchsberichten nur die Traglasten mitgeteilt, lediglich bei einem kleineren Teil wurden auch die Verformungen gemessen, so daß Vergleiche zwischen Versuch und Verformungsrechnung möglich sind. Vollkommen fehlen Angaben über Kennwerte der Biegedruckzone, wie sie im Rechenprogramm Verwendung finden.

Es wurden deshalb einige Stützen unter Kurzzeitlast geprüft, wobei in Nebenversuchen alle erforderlichen Kenngrößen erfaßt wurden, so daß ein genauer Vergleich der rechnerischen Ergebnisse mit den Versuchswerten möglich war.

Im einzelnen wurde bei allen Stützenversuchen erfaßt:

1. Stützenausbiegungen in mehreren Querschnitten
2. Betonrandstauchungen und -dehnungen in mehreren Querschnitten
3. Kennwerte der Biegedruckzone
4. Elastizitätsmodul des Betons sowie die üblichen Festigkeitsprüfungen.

Außerdem werden Stützen gleicher Abmessungen, Bewehrung und Betongüte unter ruhender Dauerlast beobachtet, so daß wegen der Gleichartigkeit der Kurz- und Langzeitstützen ein Vergleich der Ergebnisse und damit eine unmittelbare Aussage über den traglastmindernden Einfluß einer Dauerlast möglich wird. Da die Versuchsstützen in den Abmessungsverhältnissen denen von Gaede [7] entsprechen, kann außerdem auf den Maßstabsfaktor bei Stützen unterschiedlicher Größe geschlossen werden. Im Gegensatz zu Gaedes Versuchen wird hier nicht jene Last gesucht, die unendlich lang ertragen werden kann, sondern es wird in Übereinstimmung mit DIN 1045 E und Kordinas Überlegungen [20, 21, 22] der Einfluß einer Dauerlast im Gebrauchszustand erfaßt, der sich im wesentlichen auf eine Vergrößerung der Lastausmitte infolge der unter Kriechen eingetretenen zusätzlichen Stabausbiegung zurückführen läßt.

Außerdem werden die hier behandelten Langzeitversuche im Klimaraum durchgeführt - im Gegensatz zu den Gaedeschen Versuchen - so daß auch eine Aussage über den Einfluß dieser Versuchsbedingung zu erwarten ist.

Schließlich ging man bei der Planung dieser Versuche davon aus, Erfahrungen zu sammeln, die als Grundlage für zukünftige Versuche an Rahmen oder Rahmenstielen dienen sollen, - Versuche, bei welchen das Tragverhalten von Stahlbetonstützen mit elastisch eingespannten und verschieblichen Stabenden studiert werden soll. Darüber hinaus ist beabsichtigt, auch das Verhalten von Stützen mit vorgegebener konstanter Stabkrümmung zu prüfen.

9.1 Kurzzeitversuche

9.1.1 Versuchsdurchführung und Meßergebnisse

Es wurden 4 kleine Stützen der Reihe A und 3 große Stützen der Reihe K geprüft. Einen Überblick über die Abmessungen der Versuchsstützen, die wichtigsten Baustoffkennwerte und die Traglasten geben folgende Abbildungen und Tabellen:

Tabelle 18:	Baustoffkennwerte
Tabelle 19:	Versuchsergebnisse
Tabelle 20:	Beobachtungen während des Versuchs
Abb. 34 - 39:	Stützenabmessungen, Fotos

Die Belastungsgeschwindigkeit betrug im Mittel $10 \text{ kp/cm}^2 \text{ sec.}$ Vor jeder Ablesung wurde die Belastung 1 Minute konstant gehalten. Zum Ablesen der Meßwerte reichten in der Regel 1 bis 2 Minuten aus. Die gesamte Versuchsdauer betrug bei den Stützen, die ohne Zwischenbelastung in ca. 10 Laststufen bis zum Bruch belastet wurden, meist ca. 40 Minuten, während die Versuchszeit bei den anderen Stützen, bei denen eine oder mehrere Zwischenentlastungen vorgenommen wurden, bis auf $1 \frac{3}{4}$ Std. anstieg. In den Tabellen 21 - 28 und den Abbildungen 40 - 53 sind die Meßergebnisse der Stützenversuche zusammengestellt. Die Anordnung der Meßstellen siehe Abb. 54 - 57. Weitere Einzelheiten über den Versuchsaufbau, die Meßmethoden und -geräte sind in Abschn. 9.5 und 9.7 angegeben.

Zu jeder Stütze wurden Versuchskörper für Nebenversuche zur Bestimmung der Würfel-, Prismen- und Biegezugfestigkeit sowie zur Ermittlung von Kennwerten der Biegedruckzone hergestellt. Einzelheiten über die Versuchsdurchführung sowie Protokolle über diese Nebenversuche sind in Abschn. 9.4 und 9.6 zusammengestellt. Die Kennwerte der Biegedruckzone werden in 9.3 gesondert behandelt.

9.12. Auswertung der Ergebnisse

Traglast- und Verformungsnachrechnung:

In erster Linie wurde das Trag- und Verformungsverhalten der Stützen mit Hilfe des in den vorgenannten Kapiteln entwickelten Rechenverfahrens nachgerechnet. Die Ergebnisse wurden in Abschnitt 6 mitgeteilt und zeigen, daß bei der Nachrechnung der Mittenauslenkung und der Betonrandstauchung in Stützenmitte gute Übereinstimmung zwischen Theorie und Versuch besteht (vergl. Abb. 16 - 18). Eine vollkommene Übereinstimmung ist aus mehreren Gründen nicht zu erwarten; einerseits sind die Versuchsergebnisse mit mehreren unvermeidbaren Fehlern behaftet, die sich z.B. durch das Vorhandensein einer sich während des Versuchsablaufes auch noch ändernden ungewollten Exzentrizität ergeben oder durch die Streuung der Betongüte und des Verdichtungsgrades entlang der Stütze und innerhalb des Querschnitts sowie der Schwankungen des Bewehrungsquerschnitts infolge Walztoleranzen bedingt sind; andererseits enthält die Rechnung weder den Einfluß der Betonzugfestigkeit noch die Wirkung des Kriechens während der Versuchsdauer.

Es kann jedoch festgestellt werden, daß bei den hier verwendeten Stützenabmessungen und Lasteintragungsvorrichtungen die genannten Fehlerursachen in der Regel bei sorgfältiger Ausführung von geringem Einfluß sind.

Krümmungen, Krümmungsradien:

In Anlehnung an [7] wurde für mehrere Versuche auf Grund der Dehnungs- und Durchbiegungsmessungen in Tabelle 29 - 33 die zugehörige Krümmung in $1/2$ und $1/4$ ermittelt. Hierbei wurden in $1/2$ und $1/4$ die Stützensauslenkung mit Meßuhren (Genauigkeit: $1/100$ mm) und die Betonranddehnungen mit Dehnungsmeßstreifen bzw. induktiven Wegaufnehmern festgestellt. Als Form der Biegelinie wird eine Sinuslinie der Gleichung:

$$y = a \cdot \sin \pi x/e \mp b \cdot \sin 3\pi x/e$$

angenommen. Die Konstanten a und b lassen sich mit Hilfe der Stützensauslenkungen in $1/2$ und $1/4$ bestimmen. Zweimaliges Differenzieren der Gleichung führt zur Krümmung y'' bzw. $1/y''$ zum Krümmungsradius. Mit den Betonranddehnungen läßt sich die Krümmung $y'' = (|\varepsilon_1| + \varepsilon_2)/d = 1/R_{(\xi)}$ sofort anschreiben. Die Übereinstimmung zwischen den Ergebnissen

beider Rechnungen ist verhältnismäßig gut, wenn man bedenkt, daß einerseits die in $1/2$ und $1/4$ an der Stütze angebrachten Meßuhren recht weit auseinanderliegen und somit die Biegelinie bzw. die Krümmung nur näherungsweise zu erfassen gestatten; andererseits werden die elektrischen Meßsignale der Dehnungsmeßstreifen und induktiven Geber an nur 15 cm langen Stützenabschnitten gewonnen. Sobald die Stütze ins Stadium II übergegangen ist, werden auf der Zugseite zwischen 2 Rissen gegenüber einer Stütze aus homogenem Material geringere Dehnungen gemessen, so daß sich an dieser Stelle größere Krümmungsradien ergeben.

Maßstabsfaktor:

Die Ergebnisse der kurzen Stützen A I, A III und der langen Stütze K II sind miteinander vergleichbar. Schlankheit, Bewehrungsgrad und Exzentrizität der Lasteintragung stimmen überein. Alle 3 Stützen versagen wegen Stahlfließens, so daß die zwischen $R_w = 363 \text{ kg/cm}^2$ und $R_w = 543 \text{ kg/cm}^2$ liegenden Betongüten von geringem Einfluß sind. Der Einfluß höherer Betongüte zeigt sich in den ersten Laststufen (Stadium I) in einer größeren Steifigkeit, die sich in steilerem Anstieg der Auslenkungskurven (vergl. Abb. 42, 44 und 50) widerspiegelt. Die Stützen gehen bei höheren Laststufen in Stadium II über und erreichen die Traglast bei Versagen des Stahls. Wegen des geringfügig höheren Bewehrungsgehaltes ist bei Stütze K II eine etwas höhere Traglast zu erwarten. Tatsächlich beträgt die Laststeigerung gegenüber den Stützen A I und A III nur 2,5 % bei einem um 2,5 % größeren Bewehrungsgehalt. Aus dem Vergleich kann geschlossen werden, daß - bei entsprechend sorgfältiger Ausführung - im Kurzzeitversuch kein Maßstabsfaktor bei Versuchen mit den kleinen Stützen eingeht. Differenzen sind in der Regel die Folge unvermeidlicher Streuungen.

9.2 Langzeitversuche

Zur Untersuchung des Dauerlasteinflusses wurden in den vergangenen 6 Jahren insgesamt 12 Versuche an Stahlbetonstützen in 3 aufeinanderfolgenden Serien durchgeführt, deren letzte z.Zt. noch nicht abgeschlossen ist. Die Beendigung der Langzeitversuche ist für 1971 vorgesehen.

Die Querschnittsabmessungen der Stützen (26,8 x 17,3 cm) wurden bei einer Länge von ca. 5 m und einer Schlankheit von $\lambda = 100$ konstant gehalten; ebenso die Lagerungsbedingungen. Variiert wurden Bewehrungsgehalt, Betonalter bei Belastungsbeginn, Betonfestigkeit, Höhe der Dauerlast sowie die Lastexzentrizität.

Die aufgebrachte Last liegt so weit unter der rechnerisch zu erwartenden Kurzzeit-Bruchlast ($\frac{N_D}{N_K} = 1.M. 0,5$), daß ein Bruch unter Dauerlast nicht zu erwarten ist. Die Versuche gelten als beendet, wenn keine wesentliche Zunahme der Stützensausbiegungen mehr zu beobachten ist. Dies war bei den Serien 1 und 2 nach ca. 2 Jahren der Fall. Anschließend wurden die Stützen in Kurzzeitversuchen bis zum Bruch belastet, um den Traglastabfall infolge Dauerlast zu bestimmen. Die Kurzzeittraglast ohne vorhergegangene Dauerbelastung kann nach den vorangegangenen Abschnitten als bekannt gelten.

Die wichtigsten Daten werden in Tabelle 34 mitgeteilt.

Zu jeder einzelnen Stütze ist eine große Anzahl von Nebenversuchskörpern erforderlich.

Es wurden jeweils geprüft:

- 15 Würfel 20/20/20 zur Bestimmung der Betongüte während der gesamten Versuchszeit
- 2 Prismen 15/15/70 zur Bestimmung der Prismenfestigkeit bei Belastungsbeginn
- 2 Prismen 10/15/70 zur Bestimmung der Biegedruckfestigkeit nach Rüschi
- 4 Balken 10/15/70 zur Bestimmung der Biegezugfestigkeit
- 8 Zylinder \emptyset 15/30 zur Bestimmung der Spaltzugfestigkeit
- 6 Prismen 15/15/70 zur Bestimmung der E - Modul
- 2 Zylinder \emptyset 20/80 (belastet) zur Bestimmung der Kriech- und Schwindverformungen
- 2 Zylinder \emptyset 20/80 (unbelastet) zur Bestimmung der reinen Schwindverformungen.

9.3 Kennwerte der Biegedruckzone

Kennwerte der Biegedruckzone unter kurzzeitiger Lasteinwirkung werden in [31, 32] für verschiedene Betongüten mitgeteilt. Das in den Abschnitten 5 und 7 beschriebene Rechenprogramm benutzt die Ergebnisse von [32] als Grundlagenwerte.

Zur Kontrolle und zur Bestimmung eines evtl. erforderlichen Umrechnungsfaktors wurden die Kennwerte, die zu einer Biegedruckzone im Stadium II gehören, für den Beton der Versuchsstützen ermittelt. Für die Ermittlung dieser Kennwerte wurden die gleichen Belastungseinrichtungen und dieselben Abmessungen für die Versuchskörper wie bei den Münchener Versuchen übernommen. Während des Versuches wurde bei den Versuchskörpern die Dehnung des "Zugrandes" $\varepsilon_2 = 0$ konstant gehalten, während die Betonrandstauchung ε_1 stetig mit steigender Last bis zur Bruchstauchung vergrößert wurde. Die Versuchsdurchführung ist im Abschn. 9.6 ausführlich beschrieben.

Die Ergebnisse dieser Versuche sind in den Tabellen 35 bis 37 und den Abbildungen 58 - 61 wiedergegeben.

Ein Vergleich der Ergebnisse der Münchener und Braunschweiger Versuche (vgl. Vergleichs-Tabelle auf S. 88 und Abb. 62) zeigt, daß- soweit keine Übereinstimmung vorliegt - im allgemeinen bei Betonen gleicher Festigkeit bei den Braunschweiger Versuchen bei gleicher Völligkeit, d.h. bei gleicher Belastung, im Bereich niedriger Laststufen gleiche oder geringfügig kleinere Randstauchungen ε_1 und im Bereich hoher Laststufen merklich größere Randstauchungen ε_1 gemessen wurden, als auf Grund der Münchener Versuche zu erwarten war.

Die in der folgenden Tabelle (s.Seite 88) zusammengestellten Vergleichswerte wichtiger Zement- und Betoneigenschaften zeigen, daß in München Zement höherer Festigkeit verwendet wurde und die Elastizitätsmoduli der Betone in der Regel größere Werte erreichten. Die Betonstruktur der Münchener Versuche zeigt eine geringere Verformungswilligkeit.

T a b e l l e

Betone gleicher Festigkeit der Münchner und Braunschweiger Versuche

Ver- such	Betonfe- stigkeit (kg/cm ²)	Z e m e n t Art	28 Tage- Druckfestigk. (kg/cm ²)	Menge (kg/cm ³)	Wasser- Zement- faktor W/Z	Ausbreit- maß (cm)	E-Modul Beton (kg/cm ²)
--------------	---	--------------------	--	--------------------------------	-------------------------------------	--------------------------	---

Münchner Versuche - Angaben aus [21]

5/2	288	PZ	539	274	0,76	-	277.000
3/0	319	PZ	486	337	0,65	51,0	248.300
4/1	356	PZ	473	307	0,61	47,5	-
4/2	364	PZ	473	310	0,58	37,5	342.000
3/2	369	PZ	456	303	0,68	33,5	-
4/3	426	PZ	521	307	0,60	-	324.000
8/0	444	PZ	539	271	0,65	42,5	319.000

Braunschweiger Versuche

IK IV	293	PZ	427	290	0,81	38,5	216.000
IK I	309	PZ	427	224	0,82	42,5	282.000
IK II	337	PZ	406	301	0,80	42,0	258.000
A I	363	PZ	426	291	0,72	46,5	280.640
A II	415	PZ	426	332	0,61	-	290.396
K I	425	PZ	427	296	0,59	42,0	-
A III	460	PZ	426	314	0,59	-	282.000

Fortsetzung Text von S. 87

Dort, wo Übereinstimmung vorliegt, wurde auch im Verhältnis zu den übrigen Versuchen ein höherer E-Modul des Betons festgestellt.

Auf Seite 89 sind in einer weiteren Vergleichstabelle die Randstauchungen der Versuche denen von Rüsck gegenübergestellt.

Biegedruckversuche; Vergleich der Randstauchungen $\epsilon_1 [10^{-3}]$

lf. Nr.	Völligkeit α_{om} β_w	Braunschweig. Versuche		Rüsch-Werte	Braunschweiger Versuche						Rüsch-Werte	Braunschweiger Versuche					Rüsch-Werte
		IK IV	IK III		IK I	IK IV	A IV	K I	IK III	IK II		A II	K II	A III	K II	K III	
		267	293	B 300	301	344	346.3	358	362	387	B 450	434	456	460.7	543	559	B 600
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
1	0,1	0,245	0,130	0,200	0,187	0,256	0,188	0,147	0,230	0,225	0,240	0,300	0,150	0,270	0,140	0,255	0,290
2	0,2	0,540	0,300	0,380	0,370	0,540	0,390	0,370	0,470	0,470	0,480	0,538	0,360	0,554	0,490	0,518	0,580
3	0,3	0,868	0,495	0,590	0,572	0,838	0,616	0,690	0,719	0,750	0,730	1,000	0,625	0,878	0,755	0,800	0,890
4	0,4	1,265	0,740	0,800	0,810	1,195	0,880	1,048	1,015	1,180	1,000	1,400	0,938	1,270	1,075	1,138	1,200
5	0,5	1,815	1,070	1,080	1,075	1,638	1,235	1,539	1,390	1,480	1,360	1,890	1,300	1,720	1,444	1,477	1,590
6	0,6	2,548	1,478	1,440	1,410	2,210	1,738	2,210	1,880	2,130	1,770	2,530	1,724	2,290	1,897	1,880	2,070
7	0,65	3,000	1,730	1,690	1,638	2,518	2,050	2,770	2,200	2,975	2,038		2,038	0,675	2,198	2,195	2,368
8	0,70		2,075	2,030	1,950		2,395		2,690		2,41		2,410	3,270	2,650	2,580	2,760
9	0,75		2,540	2,565	2,528		2,800				3,13		2,970			3,00	
10	0,80			3,780													

9.4 Baustoffeigenschaften, Herstellung der Versuchskörper

Sämtliche Versuchskörper zu einem Stützenversuch wurden nach dem gleichen Betonrezept hergestellt. In den nachfolgend aufgeführten Tabellen und Abbildungen sind die jeweiligen Rezepte und Prüfergebnisse zusammengestellt:

Abb. 63 u. 64	:	Sieblinien
Tabelle 38	:	Betonzusammensetzungen
Tabelle 39	:	Zementprüfungen, Frischbetoneigenschaften
Tabellen 40-42	:	Eigenschaften der Bewehrungsstähle
Tabellen 43 u. 44	:	Betonprüfungen.

Sämtliche Versuchskörper wurden zunächst 1 - 2 Tage in der Schalung belassen und feuchtgehalten. Nach dem Ausschalen wurden die Stützen bis zum 7. Tag mit nassen Säcken abgedeckt, die übrigen Versuchskörper wurden während dieser Zeit im Nebelraum bei 20° C und 95 - 100 % relativer Luftfeuchtigkeit gelagert. Anschließend wurden die Versuchskörper der Reihe A im Klimaraum bei 20°C und 65 % relativer Luftfeuchtigkeit, alle übrigen Versuchskörper bis zum Versuch im Kellergeschoß des Instituts gelagert. Die Lufttemperatur schwankte hier zwischen 16° C und 21° C, die relative Luftfeuchtigkeit betrug im Mittel 50 - 60 %.

Vor Einbau der Stützen in den Versuchsstand wurden die Stützen genau vermessen. Die Achsabweichungen zwischen den End- und Mittelquerschnitten blieben bei den großen Stützen unter 2 bis 3 mm, die Abweichungen der Querschnittsmaße von den Sollwerten lagen in denselben Grenzen. Die Lager wurden sodann mit Hilfe eines Kunststoffklebers winkelrecht zum Querschnitt in Stützenmitte aufgeklebt. Lediglich bei den Stützen A I und A II wurden die Lagerplatten mit Hilfe von Ankerschrauben winkelrecht justiert und anschließend mit Zementmörtel unterstopft. Ein zusätzlicher Mörtelausgleich brauchte an den Stützenenden nicht vorgenommen zu werden.

9.5 Versuchsaufbau

Stützenreihe A (vergl. Abb. 35-37, 65 und 66)

Die Stützenlager wurden so konstruiert, daß eine möglichst reibungsfreie Verdrehung der Stützenenden in Knickrichtung stattfinden konnte. Quer zur Knickrichtung ist die Stütze dagegen am Fuß

als voll eingespannt zu betrachten, während am Kopf durch die Verdrehmöglichkeit des Pressenfußes eine je nach Pressendruck teilweise Einspannung anzunehmen ist. Der Radius des Lagerstempels wurde so klein gewählt, daß der Einfluß der Verschiebung der Längskraft infolge Verdrehung der Stützenquerschnitte vernachlässigt werden konnte.

Als Pressen wurden 20 t-Preßstöcke der Fa. Amsler, Schaffhausen/Schweiz, benutzt.

Stützenreihe K (vergl. Abb. 38, 39, 67 - 69)

Hier gilt sinngemäß das über die Stützenlager der Reihe A Gesagte. Die Stützen wurden unter einer 600 t-Wandpresse der Fa. Mohr und Federhaff, Mannheim, geprüft. Für die Versuche wurde der niedrigste Lastbereich der Presse (120 t) gewählt. Der Einbau zusätzlicher Meßdosen zur genauen Ermittlung des Pressendrucks war nicht erforderlich. Die Anzeige der Presse - auch in sehr niedrigen Lastbereichen - ist gemäß Eichprotokollen praktisch fehlerfrei.

Stützenreihe L K (vergl. Abb. 69 - 71)

Prüf- und Meßgerüst wurden unabhängig voneinander aufgebaut, so daß während des Messens und Ablesens keine Erschütterungen auf das Prüfgerüst übertragen werden konnten.

Die Belastung jeder einzelnen Stütze wurde mittels einer hydraulischen Belastungseinrichtung aufgebracht. Um ein Absinken der Last infolge Kriechverformungen zu vermeiden, wurden die Ölleitungen bei jeder Stütze mit einer Preßluftflasche verbunden. Die Belastungshöhe wird mit Feinmeßmanometern kontrolliert.

9.6 Einzelheiten zu den Materialprüfungen

Würfelfestigkeit; Zylinderfestigkeit:

Die Prüfung an Würfeln der Abmessungen 20 x 20 x 20 cm erfolgte auf einer Baustoffprüfmaschine Losenhausenwerk der Düsseldorfer Maschinenbau AG, Bauart BP 500 000 kp.

Bei den Serien A I bis A III wurden außerdem Prüfungen der Zylinderfestigkeit vorgenommen. Die Ergebnisse sind in Tab. 99, 100 zusammengestellt.

Prismenfestigkeit, E-Modul und zentrische Arbeitslinien des Betons:

Die Körpergröße betrug in der Regel 15/15/60 cm bzw. 15/15/70 cm; wurden in Einzelfällen Versuchskörper anderer Abmessungen genommen, so ist dies in den Protokollen vermerkt.

Zu Beginn des Versuchs wurde an einem Prisma die Prismenfestigkeit festgestellt. Darauf wurden die Prismenfestigkeit, der E-Modul und die zentrische Arbeitslinie des Betons an den übrigen Prismen der Mischung gleichzeitig ermittelt.

Der Belastungsvorgang der E-Modul-Messung ist in Abb. 78 schematisch dargestellt. Die Nullablesung erfolgte bei einer Belastung von 5 % der Prismenfestigkeit.

Um 1/10 der zu erwartenden Bruchlast wurde dann in einer Minute die Last gesteigert und während einer weiteren Minute konstant gehalten. Im letzten Viertel der zweiten Minute wurden die Messungen durchgeführt. Nach der dritten so durchgeführten Laststufe ist neunmal ohne Zwischenmessung in einer Minute auf die Vorlast entlastet und in einer weiteren Minute wieder auf die Höhe der 3. Laststufe belastet worden. Dann wurde wie in den ersten Laststufen bis zu Bruchlast belastet.

Die Spannungs-Dehnungslinie des Betons (σ/ϵ) wurde durch Verbinden der einzelnen Verformungsmessungen erhalten.

Dieses Versuchsverfahren entspricht dem in 31 beschriebenen Verfahren.

Die Ergebnisse sind Abb. 72 und den Tabellen 45 u. 46 zu entnehmen. Abb. 74 zeigt ein σ/ϵ -Diagramm als Beispiel. Die Betondehnungen wurden anfangs mittels Setzdehnungsmesser und später mit induktiven Wegaufnehmern gemessen.

Die Endflächen der Probekörper wurden mit Zementmörtel abgeglichen

Die Prüfung erfolgte auf einer Baustoffprüfmaschine der MAN, Werk Nürnberg, Bauart BP 200 000 kp.

Prüfung der verwendeten Stähle:

Die Prüfung der Stähle wurde an langen Proportionalstäben ($10 \cdot \emptyset$) vorgenommen.

Versuche zur Ermittlung der Kennwerte der Biegedruckzone und der Momenten-Verdrehungskurve für den Rechteckquerschnitt:

Für die Versuche wurde die in 31 beschriebene und in Abb. 75 dargestellte Verschiebeeinrichtung benutzt.

Die Verformungen wurden an allen Prüfkörpern mit Dehnungsmeßstreifen auf der Druckseite und mit induktiven Gebern der Vibrometer AG auf der Zugseite gemessen.

Meßbrücken kamen von der Firma Hottinger-Baldwin, Darmstadt, zur Anwendung.

Das Versuchsverfahren zur Ermittlung der Kennwerte setzt voraus, daß bei steigender Last eine Randdehnung konstant gehalten werden muß. Wie schon erwähnt, wurde die Dehnung $\epsilon_2 = 0$ (Zugseite) konstant gehalten. Mit Hilfe der Verschiebevorrichtung und durch die Anzeige der Meßbrücken ließ sich bereits während der Laststeigerung die Lage der Druckkraft so ändern, daß nur sehr geringe Abweichungen von $\epsilon_2 = 0$ auftraten, so daß bei Erreichen der geplanten Belastung nur geringe Korrekturen erforderlich wurden. Bei höheren Laststufen mußten auch während der einminütigen Wartezeit bis zum Ablesen die auftretenden Kriecherscheinungen korrigiert werden.

Die Momentenverdrehungskurven wurden bei konstanter Belastung ermittelt.

Für die Berechnung der Traglasten von Stahlbetonstützen wurden die Stabsteifigkeiten mit Hilfe von Momenten-Verdrehungskurven (siehe Abb. 8) ermittelt.

9.7 Meßinstrumente und Meßmethoden

Allgemeines

Die Betondehnungen und -stauchungen der Kurz- und Langzeitversuche wurden sowohl mechanisch als auch elektrisch gemessen. Die einzelnen Meßinstrumente werden nachfolgend aufgeführt. Für das Ablesen

der Meßwerte werden bei den Langzeitversuchen Meßbrücken eingesetzt, die nach dem Kompensationsverfahren arbeiten und eine Nullpunkt-Kontrolle haben. Somit ist eine Verfälschung der Meßergebnisse durch eine Nullpunktwanderung der Meßbrücken ausgeschlossen.

Eine Widerstandsänderung der Dehnungsmeßstreifen (DMS) kann sich ergeben, wenn das Trägermaterial unter dem Einfluß von Luftfeuchtigkeit oder der Eigenfeuchtigkeit des Betons seinen E-Modul ändert. Im Hinblick auf das hohe Betonalter der Stützen bei Versuchsbeginn und das gleichbleibende Klima während des Versuchs ist ein störender Einfluß auf die Meßsignale der DMS nicht zu befürchten.

Setzdehnungsmesser (SDM):

Für die Messungen der Betondehnungen und -stauchungen wurden Setzdehnungsmesser (SDM) mit einer Meßstrecke von 200 mm und 500 mm der Bauart MPA Stuttgart benutzt. Die Skalenteilung der Meßuhren beträgt $1/490$ mm. Die Ablesegenauigkeit dieser Instrumente wird durch die Länge der Meßstrecke bestimmt. Bei 200 mm SDM ergibt die Ablesung von einem Teilstrich $= 10,2 \cdot 10^{-6}$, beim 500 mm SDM $4,09 \cdot 10^{-6}$. Die Zuverlässigkeit dieser Geräte ist sehr von der individuellen Handhabung durch den Meßgehilfen abhängig.

Induktive Wegaufnehmer:

Genauere und zuverlässigere Meßergebnisse lassen sich mit induktiven Wegaufnehmern gewinnen. Diese Meßgeräte wurden vorzugsweise bei der Ermittlung von Betondehnungen auf der Zugseite eingesetzt. Schwierigkeiten bereitet das Anbringen der Wegaufnehmer an senkrechten Flächen und die Empfindlichkeit gegen Erschütterungen. Es wurden Wegaufnehmer der Fa. Vibrometer benutzt; Meßstrecke 200 mm; Ablesegenauigkeit $3,5 \cdot 10^{-6}$.

Dehnungsmeßstreifen (DMS):

Vornehmlich für die Messung von Betonstauchungen wurden Dehnungsmeßstreifen von 150 mm Meßlänge verwendet. Es wurden ausschließlich Meßstreifen der Fa. Hottinger, Darmstadt, verwendet; für die Stützen A I - A IV, Typ DB 1,600; für die übrigen Stützen Typ FB 1, 150/600. An der vorgesehen Klebestelle wurde zunächst die zement-

reiche oberste Betonschicht durch Schleifen entfernt, vom Staub befreit und gesäubert. Die Meßstreifen wurden sodann mit dem Kunststoffkleber X 60 (Fa. Hottinger) an der Versuchsstütze befestigt. Eine besondere Isolierung der Meßstreifen wurde nicht vorgesehen. Mittels der DMS werden die Dehnungen der Meßstellen bis zum Bruch verfolgt.

Die Meßstreifen wurden in Verbindung mit Kompensationsstreifen in Form von Halbbrücken geschaltet. Das Auflösungsvermögen richtet sich nach der Empfindlichkeit der Meßbrücke.

Meßbrücken:

Die Meßsignale der Dehnungsmeßstreifen bei den Versuchen A I - A IV und ϵ_1 bei K I wurden mit einer manuell bedienten Brandau-Meßbrücke vom Typ DD3, die an einem Meßstellenumschalter der Firma Brandau vom Typ MS 10 angeschlossen war, gemessen. Der Meßstellenumschalter gestattet die Anwahl von 10 Meßstellen. Die Meßgenauigkeit der Meßbrücke ist $0,8 \cdot 10^{-6}$ (Abb. 90).

Bei der Stütze K I wurden die Meßsignale der Dehnungsmeßstreifen auf der Zugseite mit dem manuellen Kompensator MK der Fa. Hottinger Baldwin Meßtechnik, Darmstadt (HBM) aufgenommen, der an dem Meßstellenumschalter UM 74/20 der HBM angeschlossen war. Diese Meßbrücke mißt mit einer Empfindlichkeit von $1 \cdot 10^{-6}$.

Die Anzeige einer Längenänderung der induktiven Wegaufnehmer bei den Versuchen A I - A IV wurde auf Meßbrücken der Firma Vibrometer vom Typ 8 - TR 1/10 manuell abgelesen mit einer Genauigkeit von $3,4 \cdot 10^{-6}$ bei Einstellung der höchsten Empfindlichkeitsstufe.

Die Meßsignale der Dehnungsmeßstreifen und der Wegaufnehmer bei den Versuchen K II und K III wurden von einem Meßverstärker der Fa. HBM mit der Typenbezeichnung KWS/II-5 aufgenommen, der über das Steuergerät, Typ US 100 St der HBM, mit den Abgleichsgeräten, Typ US 10, verbunden war. Die vom Meßverstärker angezeigte Größe wurde elektronisch auf ein Digital-Voltmeter, Typ W 44 A der Fa. Wagner, West-Berlin, übertragen und auf den mit der Digitalanlage synchronisierten Lochstreifenschreiber gestanzt. Zusätzlich und

zum Vergleich wurde die Anzeige des Digital-Voltmeters auf einen Drucker der Firma Kienzle, Typ D 4, übertragen. Die Meßgenauigkeit bei der höchsten Verstärkung ist $0,025 \cdot 10^{-6}$.

Austausch - Seiten für den Anhang A 1

Tabellen 1 - 4 (Tab. 5 entfällt),

Tabelle 34

TABELLE 1

BEMESSUNG VON STAHLBETONDRUCKGLIEDERN MIT RECHTECKQUERSCHNITT

- BRUCHLASTEN -

BETONGÜTE BN 250

PLANMÄSSIGE LASTAUSMITTE

$$m = \frac{M}{N \cdot k} = 1,0 ; (k=d/6).$$

STAHL 22/34

UNGEWOLLTE AUSMITTIGKEIT $u = (\lambda/1000) \cdot d$ [σ in kp/cm^2 ; ϵ in ‰]

λ	0	20	40	60	80	100	120	140	160	180	200	220	240	$\mu = \mu'$
σ_B	-110.03	-103.05	-95.51	-86.42	-69.68	-49.55	-35.05	-25.05	-18.99	-14.25	-11.24	-9.01	-7.50	0,4 %
ϵ_1	-1.002	-1.003	-1.046	-1.202	-1.382	-1.092	-0.847	-0.646	-0.511	-0.409	-0.352	-0.320	-0.297	
ϵ_{ez}	-0.068	-0.007	0.106	0.373	0.938	1.059	1.045	0.910	0.777	0.691	0.639	0.594	0.577	
y'_0	0.	0.0032	0.0070	0.0129	0.0217	0.0243	0.0252	0.0241	0.0233	0.0226	0.0230	0.0236	0.0247	
y_m/d	0.	0.0046	0.0208	0.0604	0.1460	0.2082	0.2613	0.2919	0.3184	0.3454	0.3889	0.4379	0.5006	
σ_B	-117.93	-112.74	-103.88	-94.07	-82.38	-64.29	-48.05	-36.10	-28.00	-21.28	-17.81	-14.22	-11.56	0,7 %
ϵ_1	-0.988	-1.017	-1.038	-1.111	-1.311	-1.359	-1.096	-0.878	-0.724	-0.600	-0.501	-0.405	-0.355	
ϵ_{ez}	-0.092	-0.031	0.063	0.236	0.631	1.044	1.076	1.005	0.908	0.806	0.725	0.639	0.556	
y'_0	0.	0.0031	0.0068	0.0116	0.0196	0.0277	0.0296	0.0300	0.0295	0.0290	0.0284	0.0274	0.0261	
y_m/d	0.	0.0045	0.0199	0.0529	0.1273	0.2347	0.3036	0.3598	0.4000	0.4203	0.4700	0.5007	0.5383	
σ_B	-125.80	-120.33	-111.79	-102.12	-90.82	-74.90	-59.06	-45.20	-35.10	-28.85	-22.60	-18.65	-15.74	1,0 %
ϵ_1	-0.979	-1.005	-1.026	-1.084	-1.239	-1.386	-1.266	-1.008	-1.821	-0.707	-0.597	-0.510	-0.441	
ϵ_{ez}	-0.113	-0.052	0.030	0.173	0.449	0.852	1.045	1.062	0.973	0.870	0.749	0.675	0.604	
y'_0	0.	0.0030	0.0065	0.0110	0.0177	0.0265	0.0313	0.0325	0.0326	0.0318	0.0311	0.0305	0.0298	
y_m/d	0.	0.0044	0.0192	0.0498	0.1126	0.2219	0.3271	0.3802	0.4374	0.4850	0.5298	0.5676	0.6001	
σ_B	-151.90	-145.47	-137.32	-126.54	-114.24	-99.91	-85.70	-71.00	-58.22	-47.00	-38.55	-31.55	-26.65	2,0 %
ϵ_1	-0.963	-0.979	-1.004	-1.040	-1.099	-1.190	-1.341	-1.303	-1.202	-0.978	-0.830	-0.700	-0.612	
ϵ_{ez}	-0.162	-0.104	-0.032	0.067	0.216	0.427	0.732	0.888	0.956	0.853	0.750	0.670	0.616	
y'_0	0.	0.0028	0.0061	0.0099	0.0147	0.0210	0.0298	0.0358	0.0390	0.0387	0.0376	0.0364	0.0348	
y_m/d	0.	0.0040	0.0177	0.0444	0.0909	0.1679	0.2975	0.4224	0.4830	0.5289	0.5821	0.6496	0.7036	
σ_B	-203.81	-195.42	-184.98	-172.54	-158.13	-141.83	-122.75	-105.16	-90.10	-78.30	-65.50	-54.00	-47.00	4,0 %
ϵ_1	-0.956	-0.962	-0.978	-1.001	-1.036	-1.187	-1.446	-1.440	-1.331	-1.200	-1.047	-0.920	-0.804	
ϵ_{ez}	-0.210	-0.163	-0.095	-0.016	0.088	0.222	0.400	0.605	0.752	0.790	0.772	0.701	0.633	
y'_0	0.	0.0025	0.0055	0.0090	0.0130	0.0180	0.0252	0.0326	0.0378	0.0407	0.0419	0.0416	0.0410	
y_m/d	0.	0.0037	0.0161	0.0399	0.0791	0.1399	0.2646	0.3539	0.4965	0.5747	0.6362	0.7128	0.8282	

TABELLE 2

BEMESSUNG VON STAHLBETONDRUCKGLIEDERN MIT RECHTECKQUERSCHNITT - Z U L Ä S S I G E L A S T E N -

BETONGÜTE BN 250

PLANMÄSSIGE LASTAUSMITTE

$$m = \frac{M}{N \cdot k} = 1,0 ; (k=d/6).$$

STAHL 22/34

UNGEWOLLTE AUSMITTIGKEIT $u = (\lambda/1000) \cdot d$ [σ in kp/cm^2 ; ϵ in ‰]

λ	0	20	40	60	80	100	120	140	160	180	200	220	240	$\mu = \mu'$
σ_{zul}	-62.88	-58.89	-54.58	-49.39	-39.82	-28.31	-20.03	-14.31	-10.85	- 8.14	- 6.42	- 5.15	- 4.29	0,4 %
ϵ_1	-0.473	-0.471	-0.472	-0.473	-0.423	-0.331	-0.275	-0.232	-0.201	-0.168	-0.146	-0.127	-0.114	
ϵ_{ez}	-0.050	-0.022	0.013	0.064	0.112	0.130	0.144	0.149	0.153	0.142	0.137	0.130	0.127	
y'_o	0.	0.0014	0.0031	0.0049	0.0063	0.0067	0.0072	0.0075	0.0077	0.0078	0.0078	0.0079	0.0079	
y_m/d	0.	0.0021	0.0089	0.0218	0.0380	0.0508	0.0660	0.0807	0.0973	0.1077	0.1210	0.1329	0.1484	
σ_{zul}	-67.39	-64.43	-59.36	-53.76	-47.08	-36.74	-27.46	-20.63	-16.00	-12.16	-10.18	- 8.13	- 6.60	0,7 %
ϵ_1	-0.478	-0.483	-0.478	-0.475	-0.464	-0.398	-0.327	-0.282	-0.251	-0.213	-0.197	-0.170	-0.148	
ϵ_{ez}	-0.057	-0.032	0.001	0.045	0.100	0.134	0.148	0.157	0.160	0.153	0.151	0.147	0.135	
y'_o	0.	0.0014	0.0030	0.0048	0.0067	0.0077	0.0083	0.0087	0.0092	0.0095	0.0096	0.0096	0.0096	
y_m/d	0.	0.0021	0.0088	0.0212	0.0401	0.0584	0.0748	0.0938	0.1145	0.1322	0.1531	0.1643	0.1740	
σ_{zul}	-71.89	-68.76	-63.88	-58.36	-51.90	-42.80	-33.75	-25.83	-20.06	-16.49	-12.91	-10.66	- 9.00	1,0 %
ϵ_1	-0.481	-0.484	-0.482	-0.480	-0.473	-0.431	-0.372	-0.313	-0.274	-0.254	-0.219	-0.196	-0.179	
ϵ_{ez}	-0.064	-0.041	-0.009	0.031	0.081	0.124	0.149	0.155	0.157	0.169	0.154	0.149	0.146	
y'_o	0.	0.0014	0.0030	0.0047	0.0066	0.0081	0.0089	0.0093	0.0097	0.0100	0.0103	0.0104	0.0106	
y_m/d	0.	0.0020	0.0087	0.0209	0.0396	0.0610	0.0815	0.0996	0.1197	0.1402	0.1601	0.1792	0.1998	
σ_{zul}	-86.80	-83.13	-78.47	-72.31	-65.28	-57.09	-48.97	-40.57	-33.27	-26.86	-22.00	-18.17	-15.23	2,0 %
ϵ_1	-0.490	-0.492	-0.493	-0.489	-0.482	-0.462	-0.436	-0.393	-0.348	-0.306	-0.267	-0.242	-0.222	
ϵ_{ez}	-0.084	-0.060	-0.032	0.002	0.042	0.084	0.122	0.144	0.156	0.155	0.150	0.142	0.138	
y'_o	0.	0.0014	0.0029	0.0046	0.0063	0.0080	0.0096	0.0106	0.0113	0.0116	0.0117	0.0118	0.0119	
y_m/d	0.	0.0020	0.0085	0.0201	0.0377	0.0605	0.0879	0.1142	0.1394	0.1611	0.1830	0.2040	0.2224	
σ_{zul}	-116.47	-111.67	-105.71	-98.59	-90.36	-81.05	-70.00	-60.24	-51.49	-44.79	-37.43	-30.86	-26.86	4,0 %
ϵ_1	-0.500	-0.503	-0.502	-0.499	-0.493	-0.480	-0.446	-0.418	-0.386	-0.365	-0.324	-0.285	-0.268	
ϵ_{ez}	-0.113	-0.086	-0.059	-0.028	0.006	0.042	0.070	0.103	0.118	0.133	0.136	0.134	0.131	
y'_o	0.	0.0013	0.0028	0.0044	0.0061	0.0080	0.0092	0.0106	0.0114	0.0120	0.0128	0.0126	0.0132	
y_m/d	0.	0.0019	0.0082	0.0193	0.0362	0.0583	0.0806	0.1138	0.1401	0.1706	0.1983	0.2155	0.2466	

TABELLE 3

BEMESSUNG VON STAHLBETONDRUCKGLIEDERN MIT RECHTECKQUERSCHNITT

- BRUCHLASTEN -

 BETONGÜTE BN 250 PLANMÄSSIGE LASTAUSMITTE $m = \frac{M}{N \cdot k} = 1,0 ; (k=d/6)$.

STAHL 42/50

UNGEWOLLTE AUSMITTIGKEIT $u = (\lambda/1000) \cdot d$ [σ in kp/cm^2 ; ϵ in ‰]

λ	0	20	40	60	80	100	120	140	160	180	200	220	240	$\mu = \mu'$
σ_B	-118.61	-111.42	-102.72	-91.87	-70.65	-49.95	-35.00	-25.85	-19.16	-14.55	-11.76	-9.32	-7.75	0,4 %
ϵ_1	-1.128	-1.140	-1.201	-1.416	-1.574	-1.182	-0.836	-0.696	-0.535	-0.421	-0.373	-0.338	-0.320	
ϵ_{ez}	-0.067	0.004	0.145	0.507	1.213	1.209	1.090	0.985	0.835	0.733	0.680	0.632	0.632	
y'_o	0.	0.0036	0.0081	0.0153	0.0248	0.0264	0.0262	0.0259	0.0255	0.0251	0.0250	0.0250	0.0250	
y_m/d	0.	0.0053	0.0241	0.0726	0.1693	0.2277	0.2800	0.3172	0.3500	0.3831	0.4209	0.4667	0.5243	
σ_B	-132.89	-126.84	-116.56	-103.79	-88.11	-65.00	-48.15	-36.10	-27.75	-21.75	-17.81	-14.55	-11.84	0,7 %
ϵ_1	-1.191	-1.230	-1.267	-1.371	-1.739	-1.487	-1.153	-0.924	-0.701	-0.574	-0.518	-0.445	-0.378	
ϵ_{ez}	-0.096	-0.022	0.104	0.349	0.982	1.248	1.200	1.041	0.857	0.754	0.703	0.660	0.607	
y'_o	0.	0.0038	0.0083	0.0143	0.0258	0.0306	0.0306	0.0300	0.0287	0.0277	0.0280	0.0280	0.0280	
y_m/d	0.	0.0056	0.0247	0.0665	0.1728	0.2625	0.3158	0.3565	0.3920	0.4245	0.4616	0.5119	0.5654	
σ_B	-147.09	-140.45	-131.15	-116.53	-100.90	-78.94	-60.10	-45.25	-35.00	-28.20	-22.70	-18.80	-15.90	1,0 %
ϵ_1	-1.243	-1.278	-1.344	-1.439	-1.681	-1.676	-1.390	-1.091	-0.843	-0.723	-0.589	-0.505	-0.452	
ϵ_{ez}	-0.125	-0.048	0.074	0.285	0.745	1.160	1.254	1.100	0.894	0.800	0.715	0.652	0.621	
y'_o	0.	0.0039	0.0086	0.0143	0.0239	0.0320	0.0334	0.0334	0.0326	0.0321	0.0315	0.0310	0.0305	
y_m/d	0.	0.0057	0.0255	0.0660	0.1565	0.2507	0.3500	0.3872	0.4450	0.4925	0.5352	0.5260	0.6156	
σ_B	-286.70	-274.50	-257.50	-235.52	-208.10	-177.24	-149.34	-120.22	-99.07	-80.25	-65.50	-54.73	-47.50	4,0 %
ϵ_1	-1.504	-1.511	-1.538	-1.593	-1.664	-1.821	-1.887	-1.760	-1.501	-1.236	-1.065	-0.909	-0.840	
ϵ_{ez}	-0.311	-0.237	-0.113	0.038	0.252	0.522	0.828	0.972	0.960	0.885	0.802	0.727	0.660	
y'_o	0.	0.0040	0.0088	0.0143	0.0209	0.0291	0.0395	0.0453	0.0462	0.0455	0.0447	0.0432	0.0417	
y_m/d	0.	0.0059	0.0258	0.0648	0.1307	0.2368	0.3940	0.4672	0.5189	0.5644	0.6125	0.6600	0.8954	

TABELLE 4

BEMESSUNG VON STAHLBETONDRUCKGLIEDERN MIT RECHTECKQUERSCHNITT - Z U L Ä S S I G E L A S T E N -

BETONGÜTE BN 250 PLANMÄSSIGE LASTAUSMITTE $m = \frac{M}{N \cdot k} = 1,0$; ($k=d/6$). STAHL 42/50

UNGEWOLLTE AUSMITTIGKEIT $u = (\lambda/1000) \cdot d$ [σ in kp/cm^2 ; ϵ in ‰]

λ	0	20	40	60	80	100	120	140	160	180	200	220	240	$\mu = \mu^f$
σ_{zul}	-67.78	-63.67	-58.70	-52.50	-40.37	-28.54	-20.00	-14.77	-10.95	- 8.32	- 6.72	- 5.32	- 4.43	0,4 %
ϵ_1	-0.516	-0.516	-0.516	-0.512	-0.431	-0.334	-0.275	-0.239	-0.203	-0.172	-0.154	-0.132	-0.119	
ϵ_{ez}	-0.054	-0.023	0.017	0.073	0.116	0.132	0.143	0.157	0.155	0.148	0.151	0.139	0.136	
y'_o	0.	0.0016	0.0033	0.0053	0.0065	0.0068	0.0072	0.0078	0.0079	0.0079	0.0083	0.0081	0.0083	
y_m/d	0.	0.0023	0.0098	0.0237	0.0388	0.0513	0.0659	0.0839	0.0986	0.1111	0.1299	0.1401	0.1564	
σ_{zul}	-75.94	-72.48	-66.61	-59.31	-50.35	-37.14	-27.51	-20.63	-15.86	-12.43	-10.18	- 8.31	- 6.76	0,7 %
ϵ_1	-0.549	-0.555	-0.549	-0.537	-0.507	-0.404	-0.328	-0.282	-0.248	-0.218	-0.197	-0.176	-0.153	
ϵ_{ez}	-0.066	-0.035	0.004	0.056	0.115	0.137	0.149	0.157	0.162	0.159	0.151	0.144	0.141	
y'_o	0.	0.0017	0.0035	0.0054	0.0073	0.0078	0.0084	0.0087	0.0091	0.0094	0.0098	0.0099	0.0090	
y_m/d	0.	0.0024	0.0101	0.0241	0.0442	0.0593	0.0750	0.0936	0.1131	0.1312	0.1531	0.1702	0.1807	
σ_{zul}	-84.05	-80.26	-74.95	-66.59	-57.66	-45.11	-34.34	-25.86	-20.00	-16.11	-12.97	-10.74	- 9.09	1,0 %
ϵ_1	-0.577	-0.581	-0.585	-0.567	-0.544	-0.463	-0.381	-0.313	-0.273	-0.248	-0.220	-0.198	-0.181	
ϵ_{ez}	-0.078	-0.046	-0.006	0.044	0.103	0.139	0.154	0.155	0.157	0.161	0.156	0.152	0.148	
y'_o	0.	0.0017	0.0036	0.0056	0.0077	0.0087	0.0091	0.0093	0.0097	0.0102	0.0104	0.0106	0.0108	
y_m/d	0.	0.0025	0.0106	0.0248	0.0460	0.0659	0.0837	0.0998	0.1193	0.1426	0.1611	0.1813	0.2028	
σ_{zul}	-163.83	-156.86	-147.14	-134.58	-118.92	-101.28	-85.05	-68.84	-56.55	-45.86	-37.46	-31.27	-27.14	4,0 %
ϵ_1	-0.734	-0.740	-0.737	-0.725	-0.695	-0.642	-0.580	-0.513	-0.440	-0.375	-0.324	-0.290	-0.272	
ϵ_{ez}	-0.167	-0.128	-0.080	-0.027	0.027	0.078	0.126	0.132	0.144	0.143	0.136	0.131	0.133	
y'_o	0.	0.0020	0.0041	0.0064	0.0087	0.0105	0.0116	0.0123	0.0128	0.0129	0.0130	0.0131	0.0131	
y_m/d	0.	0.0028	0.0121	0.0285	0.0517	0.0794	0.1100	0.1350	0.1577	0.1804	0.1983	0.2195	0.2504	

- Tabelle 5 entfällt -

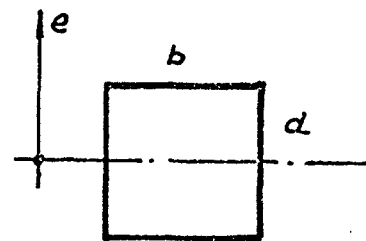
TRAGLASTSPANNUNGEN VON STAHLBETONSTUETZEN

$$\sigma_{KR} = N_{KR} / b \times d \times \beta_p [\text{MP}/\text{M}^2]$$

$$\text{STAHLGUETE: } \sigma_{es} = 24\,000 \text{ MP}/\text{M}^2$$

$$\text{SYMMETRISCHE BEWEHRUNG: } \mu = \mu'$$

$$\mu = F_e / b \times d$$



e/d	μ/β_p	L/d					
		0	10	20	30	40	50
0,00	$0,0 \times 10^{-6}$	1,000	0,961	0,829	0,588	0,395	0,276
	2,5	1,120	1,080	0,955	0,721	0,490	0,340
	5,0	1,240	1,186	1,063	0,860	0,582	0,402
	10,0	1,480				0,773	0,529
0,10	$0,0 \times 10^{-6}$	0,771	0,700	0,528	0,338	0,212	0,144
	2,5	0,878	0,800	0,637	0,450	0,286	0,190
	5,0	0,980	0,898	0,731	0,548	0,368	0,247
	10,0	1,168	1,080	0,913	0,724	0,522	0,357
0,20	$0,0 \times 10^{-6}$	0,580	0,481	0,291	0,160	0,095	0,062
	2,5	0,695	0,622	0,454	0,295	0,182	0,120
	5,0	0,785	0,715	0,562	0,409	0,274	0,182
	10,0	0,959	0,892	0,730	0,562	0,418	0,300
0,30	$0,0 \times 10^{-6}$	0,350	0,232	0,104	0,050	0,031	0,020
	2,5	0,560	0,473	0,336	0,215	0,140	0,096
	5,0	0,642	0,581	0,455	0,323	0,220	0,155
	10,0	0,800	0,735	0,601	0,470	0,350	0,262
0,40	$0,0 \times 10^{-6}$	-	-	-	-	-	-
	2,5	0,400	0,341	0,238	0,163	0,112	0,080
	5,0	0,545	0,488	0,364	0,260	0,185	0,136
	10,0	0,683	0,631	0,520	0,407	0,309	0,232
0,50	$0,0 \times 10^{-6}$	-	-	-	-	-	-
	2,5	0,265	0,232	0,172	0,123	0,092	0,069
	5,0	0,413	0,377	0,295	0,217	0,160	0,122
	10,0	0,595	0,551	0,452	0,354	0,271	0,209
0,75	$0,0 \times 10^{-6}$	-	-	-	-	-	-
	2,5	0,123	0,111	0,094	0,078	0,062	0,050
	5,0	0,228	0,210	0,177	0,141	0,114	0,090
	10,0	0,407	0,380	0,321	0,260	0,210	0,167
1,00	$0,0 \times 10^{-6}$	-	-	-	-	-	-
	2,5	0,075	0,071	0,065	0,053	0,042	0,034
	5,0	0,147	0,140	0,122	0,102	0,087	0,070
	10,0	0,279	0,264	0,232	0,200	0,169	0,139

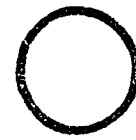
TRAGLASTSPANNUNGEN VON STAHLBETONSTUETZEN

$$\sigma_{KR} = N_{KR} / F \times \beta_p$$

$$\text{STAHLGUETE: } \sigma_{es} = 24\,000 \text{ MP/M}^2$$

$$\text{SYMMETRISCHE BEWEHRUNG: } \mu = \mu'$$

$$\mu = F_e / F$$



$$d = 1,128 \text{ m}$$

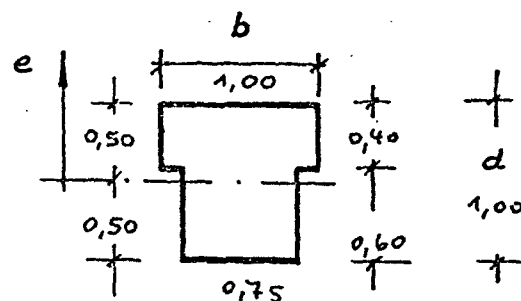
e/d	μ/β_p	L/d					
		0	10	20	30	40	50
0,00	$0,0 \times 10^{-6}$	1,000	0,973	0,846	0,586	0,395	0,278
	2,5	1,115	1,084	0,947	0,710	0,449	0,318
	5,0	1,240	1,201	1,048	0,809	0,530	0,361
	10,0	1,475	1,421	1,275	1,024	0,658	0,451
0,10	$0,0 \times 10^{-6}$	0,769	0,690	0,507	0,326	0,204	0,134
	2,5	0,867	0,782	0,596	0,398	0,252	0,172
	5,0	0,960	0,876	0,676	0,471	0,302	0,203
	10,0	1,150	1,063	0,843	0,608	0,402	0,270
0,20	$0,0 \times 10^{-6}$	0,556	0,462	0,278	0,151	0,088	0,059
	2,5	0,656	0,572	0,396	0,242	0,143	0,100
	5,0	0,749	0,672	0,481	0,320	0,208	0,144
	10,0	0,910	0,840	0,637	0,458	0,317	0,218
0,30	$0,0 \times 10^{-6}$	0,284	0,216	0,107	0,052	0,027	0,020
	2,5	0,458	0,389	0,252	0,166	0,108	0,072
	5,0	0,560	0,497	0,354	0,231	0,164	0,120
	10,0	0,654	0,501	0,360	0,259	0,189	0,139
0,40	$0,0 \times 10^{-6}$	0,067	0,050	0,029	0,019	0,012	0,008
	2,5	0,275	0,239	0,172	0,121	0,090	0,061
	5,0	0,390	0,356	0,260	0,189	0,136	0,099
	10,0	0,560	0,520	0,403	0,299	0,217	0,160
0,50	$0,0 \times 10^{-6}$	-	-	-	-	-	-
	2,5	0,172	0,152	0,123	0,097	0,072	0,049
	5,0	0,273	0,251	0,198	0,150	0,111	0,087
	10,0	0,428	0,399	0,320	0,249	0,189	0,143
0,75	$0,0 \times 10^{-6}$	-	-	-	-	-	-
	2,5	0,080	0,073	0,061	0,051	0,038	0,027
	5,0	0,142	0,134	0,120	0,102	0,082	0,066
	10,0	0,247	0,236	0,206	0,171	0,139	0,115
1,00	$0,0 \times 10^{-6}$	-	-	-	-	-	-
	2,5	-	-	-	-	-	-
	5,0	0,097	0,091	0,083	0,072	0,060	0,050
	10,0	0,168	0,162	0,147	0,129	0,109	0,092

$$\sigma_{AKR} = N_{KR} / b \times d \times \beta_p$$

$$\sigma_{es} = 24.000 \text{ MPa}$$

$$\mu = \mu'$$

$$\mu = F_e / b \times d$$



e/d	μ/β_p	L/d					
		0	10	20	30	40	50
0,0		-					
0,10	0,0×10 ⁻⁶	0,730	0,669	0,520	0,344	0,231	0,158
	2,5	0,825	0,759	0,623	0,461	0,302	0,206
	5,0	0,816	0,779	0,678	0,533	0,380	0,260
	10,0	1,007	0,962	0,853	0,699	0,520	0,353
0,20	0,0×10 ⁻⁶	0,559	0,484	0,308	0,164	0,102	0,069
	2,5	0,661	0,596	0,463	0,300	0,180	0,121
	5,0	0,669	0,627	0,526	0,393	0,271	0,187
	10,0	0,830	0,788	0,678	0,541	0,411	0,299
0,30	0,0×10 ⁻⁶	0,321	0,246	0,103	0,048	0,025	0,013
	2,5	0,539	0,471	0,341	0,217	0,144	0,096
	5,0	0,567	0,526	0,429	0,318	0,223	0,159
	10,0	0,706	0,670	0,566	0,451	0,349	0,261
0,40	0,0×10 ⁻⁶	0,069	0,044	0,023	0,013	0,009	0,007
	2,5	0,392	0,343	0,246	0,159	0,111	0,080
	5,0	0,482	0,447	0,359	0,266	0,190	0,138
	10,0	0,610	0,574	0,491	0,397	0,306	0,232
0,50	0,0×10 ⁻⁶	-	-	-	-	-	-
	2,5	0,261	0,229	0,179	0,126	0,091	0,062
	5,0	0,412	0,382	0,300	0,219	0,159	0,114
	10,0	0,537	0,505	0,432	0,350	0,276	0,211
0,75	0,0×10 ⁻⁶	-	-	-	-	-	-
	2,5	0,121	0,119	0,099	0,071	0,052	0,043
	5,0	0,240	0,226	0,187	0,149	0,119	0,092
	10,0	0,408	0,380	0,325	0,263	0,209	0,167
1,00	0,0×10 ⁻⁶	-	-	-	-	-	-
	2,5	0,071	0,065	0,054	0,046	0,039	0,032
	5,0	0,150	0,142	0,126	0,107	0,090	0,079
	10,0	0,281	0,267	0,238	0,201	0,170	0,141

TAB.: 9

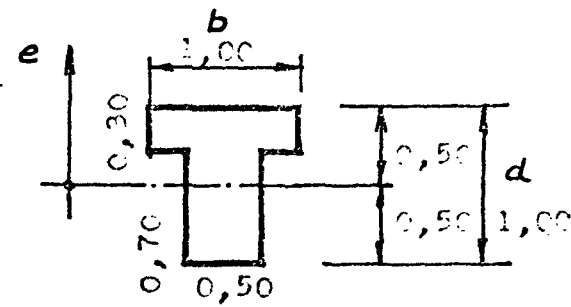
TRAGLASTSPANNUNGEN VON STAHLBETONSTUETZEN

$$\sigma_{KR} = N_{KR} / b \times d \times \beta_p \text{ [MP/M}^2\text{]}$$

$$\text{STAHLGUEETE: } \sigma_{es} = 24\,000 \text{ MP/M}^2$$

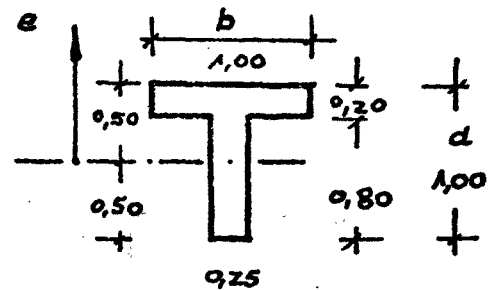
$$\text{SYMMETRISCHE BEWEHRUNG: } \mu = \mu'$$

$$\mu = F_e / b \times d$$



e/d	μ/β_p	L/d					
		0	10	20	30	40	50
0,00		-	-	-	-	-	-
		-	-	-	-	-	-
		-	-	-	-	-	-
		-	-	-	-	-	-
0,10	$0,0 \times 10^{-6}$	0,627	0,596	0,502	0,399	0,240	0,167
	2,5	0,722	0,682	0,583	0,455	0,309	0,214
	5,0	0,815	0,778	0,675	0,532	0,381	0,260
	10,0	1,006	0,961	0,852	0,700	0,520	0,352
0,20	$0,0 \times 10^{-6}$	0,505	0,456	0,317	0,178	0,112	0,073
	2,5	0,594	0,548	0,435	0,305	0,194	0,126
	5,0	0,670	0,626	0,523	0,392	0,271	0,188
	10,0	0,822	0,786	0,676	0,542	0,411	0,299
0,30	$0,0 \times 10^{-6}$	0,365	0,262	0,120	0,050	0,030	0,024
	2,5	0,492	0,445	0,334	0,221	0,141	0,096
	5,0	0,564	0,526	0,429	0,316	0,224	0,160
	10,0	0,706	0,670	0,563	0,450	0,348	0,261
0,40	$0,0 \times 10^{-6}$	0,065	0,039	0,018	0,012	0,010	0,010
	2,5	0,400	0,348	0,252	0,169	0,113	0,080
	5,0	0,480	0,447	0,359	0,265	0,189	0,139
	10,0	0,610	0,573	0,490	0,395	0,305	0,232
0,50	$0,0 \times 10^{-6}$	-	-	-	-	-	-
	2,5	0,280	0,248	0,181	0,129	0,092	0,070
	5,0	0,411	0,382	0,300	0,219	0,158	0,119
	10,0	0,537	0,504	0,432	0,350	0,275	0,211
0,75	$0,0 \times 10^{-6}$	-	-	-	-	-	-
	2,5	0,132	0,127	0,096	0,078	0,062	0,051
	5,0	0,240	0,225	0,186	0,148	0,119	0,093
	10,0	0,407	0,379	0,325	0,263	0,209	0,166
1,00	$0,0 \times 10^{-6}$	-	-	-	-	-	-
	2,5	0,079	0,072	0,062	0,052	0,043	0,039
	5,0	0,150	0,141	0,125	0,106	0,090	0,079
	10,0	0,281	0,267	0,238	0,202	0,170	0,140

TRAGLASTSPANNUNGEN VON STAHLBETONSTUETZEN



$$\sigma_{KR} = M_{KR} / b \times d \times \beta_p$$

$$\sigma_{es} = 24\,000 \text{ MPa}$$

$$\mu = \mu'$$

$$\mu = F_e / b \times d$$

e/d	μ/β_p	0	10	20	30	40	50
0,0							
0,10	$0,0 \times 10^{-6}$	-	-	-	-	-	-
	2,5	-	-	-	-	-	-
	5,0	0,631	0,613	0,559	0,472	0,356	0,241
	10,0	0,822	0,792	0,721	0,622	0,488	0,348
0,20	$0,0 \times 10^{-6}$	0,360	0,340	0,283	0,190	0,118	0,074
	2,5	0,443	0,418	0,358	0,273	0,185	0,124
	5,0	0,528	0,496	0,430	0,346	0,252	0,180
	10,0	0,681	0,652	0,573	0,481	0,378	0,279
0,30	$0,0 \times 10^{-6}$	0,292	0,260	0,145	0,073	0,043	0,023
	2,5	0,372	0,346	0,285	0,210	0,140	0,095
	5,0	0,448	0,419	0,357	0,284	0,216	0,152
	10,0	0,583	0,561	0,490	0,405	0,320	0,249
0,40	$0,0 \times 10^{-6}$	0,118	0,050	0,013	0,012	0,010	0,009
	2,5	0,318	0,291	0,238	0,164	0,109	0,079
	5,0	0,380	0,359	0,306	0,246	0,189	0,131
	10,0	0,504	0,479	0,418	0,350	0,253	0,222
0,50	$0,0 \times 10^{-6}$	-	-	-	-	-	-
	2,5	0,270	0,245	0,189	0,128	0,090	0,068
	5,0	0,340	0,316	0,258	0,211	0,159	0,116
	10,0	0,446	0,421	0,371	0,314	0,252	0,199
0,75	$0,0 \times 10^{-6}$	-	-	-	-	-	-
	2,5	0,130	0,120	0,102	0,080	0,061	0,050
	5,0	0,240	0,228	0,192	0,152	0,113	0,088
	10,0	0,350	0,329	0,291	0,244	0,198	0,161
1,00	$0,0 \times 10^{-6}$	-	-	-	-	-	-
	2,5	0,080	0,079	0,068	0,055	0,048	0,040
	5,0	0,151	0,150	0,131	0,108	0,087	0,072
	10,0	0,280	0,262	0,232	0,200	0,163	0,133

TRAGLASTSPANNUNGEN VON STAHLBETONSTUETZEN

$$\sigma_{KR} = N_{KR} / b \times d \times \beta_p$$

$$\text{STAHLGUEETE: } \sigma_{es} = 42\,000 \text{ MP/M}^2$$

$$\text{SYMMETRISCHE BEWEHRUNG: } \mu = \mu'$$

$$\mu = F_e / b \times d$$

 b
1,00

 d
1,00

e/d	μ/β_p	L/d					
		0	10	20	30	40	50
0,00	$0,0 \times 10^{-5}$	1,000	0,981	0,835	0,586	0,393	0,277
	2,5	1,209	1,197	1,051	0,723	0,491	0,342
	5,0	1,420	1,413	1,328	0,870	0,585	0,410
	10,0	1,840	1,840	1,803	1,225	0,757	0,51
0,10	$0,0 \times 10^{-6}$	0,773	0,705	0,523	0,340	0,221	0,151
	2,5	0,958	0,891	0,692	0,456	0,295	0,195
	5,0	1,128	1,061	0,854	0,586	0,373	0,246
	10,0	1,470	1,395	1,174	0,848	0,532	0,357
0,20	$0,0 \times 10^{-6}$	0,582	0,487	0,290	0,162	0,098	0,062
	2,5	0,760	0,705	0,496	0,303	0,190	0,125
	5,0	0,910	0,842	0,655	0,438	0,276	0,183
	10,0	1,208	1,140	0,933	0,661	0,443	0,304
0,30	$0,0 \times 10^{-6}$	0,371	0,260	0,108	0,053	0,047	0,041
	2,5	0,612	0,552	0,382	0,235	0,147	0,098
	5,0	0,753	0,690	0,533	0,366	0,241	0,166
	10,0	1,010	0,940	0,758	0,565	0,396	0,279
0,40	$0,0 \times 10^{-6}$	0,118	0,052	0,028	0,025	0,023	0,022
	2,5	0,500	0,442	0,298	0,188	0,121	0,088
	5,0	0,633	0,580	0,447	0,309	0,210	0,151
	10,0	0,868	0,818	0,670	0,495	0,357	0,260
0,50	$0,0 \times 10^{-6}$	-	-	-	-	-	-
	2,5	0,395	0,343	0,238	0,158	0,110	0,079
	5,0	0,548	0,499	0,384	0,268	0,188	0,137
	10,0	0,760	0,710	0,578	0,440	0,322	0,238
0,75	$0,0 \times 10^{-6}$	-	-	-	-	-	-
	2,5	0,210	0,190	0,148	0,108	0,082	0,062
	5,0	0,372	0,338	0,260	0,193	0,148	0,116
	10,0	0,572	0,534	0,448	0,351	0,264	0,200
1,00	$0,0 \times 10^{-6}$	-	-	-	-	-	-
	2,5	0,132	0,127	0,108	0,088	0,069	0,051
	5,0	0,254	0,237	0,196	0,153	0,121	0,093
	10,0	0,460	0,430	0,359	0,283	0,223	0,178

TRAGLASTSPANNUNGEN VON STAHLBETONSTUETZEN

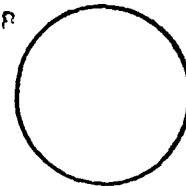
$$\sigma_{KR} = N_{KR} / F \times \beta_p$$

$$\text{STAHLGUEETE: } \sigma_{es} = 42\,000 \text{ MP/M}^2$$

$$\text{SYMMETRISCHE BEWEHRUNG: } \mu = \mu'$$

$$\mu = F_e / F$$

$$d = 1,12R$$



e/d	μ/β_p	L/d					
		0	10	20	30	40	50
0,00	$0,0 \times 10^{-6}$	1,000	0,975	0,840	0,583	0,396	0,276
	2,5	1,210	1,179	1,013	0,690	0,457	0,319
	5,0	1,420	1,342	1,130	0,810	0,525	0,367
	10,0	1,838	1,759	1,480	1,015	0,663	0,445
0,10	$0,0 \times 10^{-6}$	0,768	0,695	0,500	0,321	0,205	0,136
	2,5	0,933	0,840	0,610	0,400	0,252	0,164
	5,0	1,102	1,005	0,740	0,475	0,300	0,204
	10,0	1,424	1,300	0,990	0,638	0,400	0,268
0,20	$0,0 \times 10^{-6}$	0,553	0,465	0,278	0,155	0,089	0,057
	2,5	0,702	0,620	0,420	0,246	0,153	0,096
	5,0	0,847	0,752	0,540	0,335	0,215	0,143
	10,0	1,114	1,014	0,751	0,500	0,328	0,227
0,30	$0,0 \times 10^{-6}$	0,328	0,242	0,108	0,048	0,038	0,029
	2,5	0,530	0,452	0,300	0,188	0,115	0,077
	5,0	0,660	0,584	0,420	0,273	0,178	0,122
	10,0	0,885	0,802	0,610	0,420	0,278	0,202
0,40	$0,0 \times 10^{-6}$	0,116	0,063	0,025	0,017	0,012	0,010
	2,5	0,398	0,326	0,222	0,142	0,090	0,061
	5,0	0,532	0,463	0,330	0,225	0,158	0,112
	10,0	0,732	0,663	0,512	0,362	0,251	0,189
0,50	$0,0 \times 10^{-6}$	-	-	-	-	-	-
	2,5	0,269	0,239	0,176	0,116	0,077	0,052
	5,0	0,415	0,360	0,272	0,190	0,139	0,102
	10,0	0,618	0,562	0,435	0,312	0,223	0,169
0,75	$0,0 \times 10^{-6}$	-	-	-	-	-	-
	2,5	0,139	0,130	0,109	0,087	0,063	0,043
	5,0	0,240	0,219	0,179	0,136	0,108	0,087
	10,0	0,405	0,370	0,302	0,239	0,180	0,139
1,00	$0,0 \times 10^{-6}$	-	-	-	-	-	-
	2,5	0,090	0,088	0,076	0,062	0,049	0,035
	5,0	0,160	0,152	0,130	0,109	0,089	0,072
	10,0	0,290	0,268	0,228	0,187	0,148	0,118

TRAGLASTSPANNUNGEN VON STAHLBETONSTUETZEN

$$\sigma_{KR} = N_{KR} / F \times \beta_p$$

QUOTIENT: σ_{KR} KREISQUERSCHNITT / σ_{KR} RECHTECKQUERSCHNITT

SYMMETRISCHE BEWEHRUNG: $\mu = \mu'$

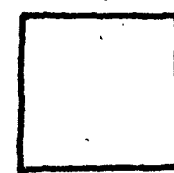
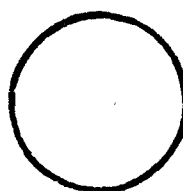
$$\mu = F_e / F$$

$$\text{STAHLGUETE: } \sigma_{s} = 24\,000 \text{ MP/M}^2$$

e/d	μ/β_p	L/d					
		0	10	20	30	40	50
0,0	$0,0 \times 10^{-6}$	1,00	1,01	1,02	1,00	1,00	1,01
	2,5	1,00	1,00	0,99	0,98	0,92	0,94
	5,0	1,00	1,01	0,99	0,94	0,91	0,90
	10,0	1,00				0,85	0,85
0,10	$0,0 \times 10^{-6}$	1,00	0,99	0,96	0,96	0,96	0,93
	2,5	0,99	0,98	0,94	0,74	0,88	0,91
	5,0	0,98	0,98	0,92	0,86	0,82	0,82
	10,0	0,98	0,98	0,92	0,84	0,77	0,76
0,20	$0,0 \times 10^{-6}$	0,96	0,96	0,96	0,94	0,93	0,95
	2,5	0,94	0,92	0,87	0,82	0,79	0,83
	5,0	0,95	0,94	0,86	0,78	0,76	0,79
	10,0	0,95	0,94	0,87	0,81	0,76	0,73
0,30	$0,0 \times 10^{-6}$	0,81	0,93	1,03	1,04	0,87	1,00
	2,5	0,82	0,82	0,75	0,77	0,77	0,81
	5,0	0,87	0,86	0,79	0,72	0,75	0,77
	10,0	0,82	0,68	0,60	0,55	0,54	0,72
0,40	$0,0 \times 10^{-6}$	-	-	-	-	-	-
	2,5	0,69	0,70	0,72	0,74	0,80	0,76
	5,0	0,72	0,73	0,71	0,73	0,74	0,73
	10,0	0,82	0,82	0,78	0,73	0,70	0,69
0,50	$0,0 \times 10^{-6}$	-	-	-	-	-	-
	2,5	0,65	0,66	0,77	0,73	0,78	0,71
	5,0	0,66	0,67	0,67	0,69	0,69	0,71
	10,0	0,72	0,72	0,58	0,70	0,70	0,68
0,75	$0,0 \times 10^{-6}$	-	-	-	-	-	-
	2,5	0,65	0,66	0,65	0,65	0,61	0,54
	5,0	0,62	0,64	0,68	0,72	0,72	0,73
	10,0	0,61	0,62	0,64	0,66	0,66	0,69
1,00	$0,0 \times 10^{-6}$	-	-	-	-	-	-
	2,5	-	-	-	-	-	-
	5,0	0,66	0,65	0,68	0,71	0,69	0,71
	10,0	0,60	0,61	0,63	0,65	0,64	0,66

$$b = 1,00$$

$$d = 1,128$$



$$d = 1,00$$

TRAGLASTSPANNUNGEN VON STAHLBETONSTUETZEN

$$\sigma_{KR} = N_{KR} / b \times d \times \beta_p$$

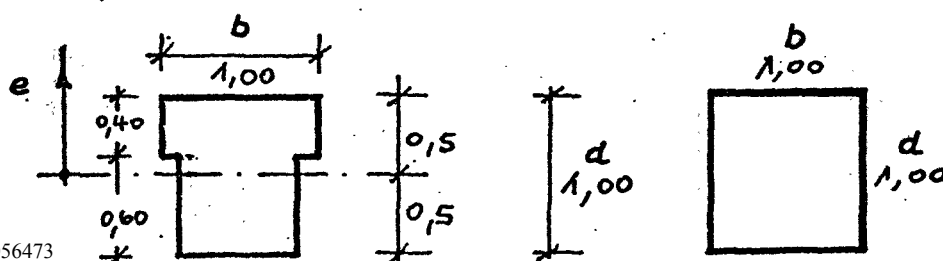
QUOTIENT σ_{KR} T-QUERSCHNITT / σ_{KR} RECHTECKQUERSCHNITT

SYMMETRISCHE BEWEHRUNG $\mu = \mu'$

$$\mu = F_e / b \times d$$

$$\text{STAHLGUETE } \sigma_{es} = 24\,000 \text{ MP/M}^2$$

e/d	μ/β_p	L/d					
		0	10	20	30	40	50
0,0	$0,0 \times 10^{-6}$						
	2,5						
	5,0						
	10,0						
0,10	$0,0 \times 10^{-6}$	0,95	0,96	0,98	1,02	1,09	1,10
	2,5	0,94	0,95	0,98	1,02	1,06	1,08
	5,0	0,83	0,87	0,93	0,97	1,03	1,05
	10,0	0,86	0,89	0,93	0,97	1,00	0,99
0,20	$0,0 \times 10^{-6}$	0,96	1,01	1,06	1,03	1,07	1,11
	2,5	0,95	0,96	1,02	1,02	0,99	1,01
	5,0	0,85	0,88	0,94	0,96	0,99	1,03
	10,0	0,87	0,88	0,93	0,96	0,98	1,00
0,30	$0,0 \times 10^{-6}$	0,92	1,06	0,99	0,96	0,81	0,65
	2,5	0,96	1,00	1,01	1,01	1,03	1,00
	5,0	0,88	0,91	0,94	0,98	1,01	1,03
	10,0	0,88	0,91	0,94	0,96	1,00	1,00
0,40	$0,0 \times 10^{-6}$	-	-	-	-	-	-
	2,5	0,98	1,01	1,03	0,98	0,99	1,00
	5,0	0,88	0,92	0,99	1,02	1,03	1,01
	10,0	0,89	0,91	0,94	0,98	0,99	1,00
0,50	$0,0 \times 10^{-6}$	-	-	-	-	-	-
	2,5	0,98	0,99	1,04	1,02	0,99	0,96
	5,0	1,00	1,01	1,02	1,01	0,99	0,93
	10,0	0,90	0,92	0,96	0,99	1,02	1,01
0,75	$0,0 \times 10^{-6}$	-	-	-	-	-	-
	2,5	0,98	1,07	1,05	0,91	0,84	0,88
	5,0	1,05	1,08	1,06	1,06	1,04	1,02
	10,0	1,00	1,00	1,01	1,01	1,00	1,00
1,00	$0,0 \times 10^{-6}$	-	-	-	-	-	-
	2,5	0,95	0,92	0,83	0,87	0,93	0,94
	5,0	1,02	1,01	1,03	1,05	1,03	1,13
	10,0	1,01	1,01	1,03	1,01	1,01	1,01



TRAGLASTSPANNUNGEN VON STAHLBETONSTUETZEN

$$\sigma_{KR} = N_{KR} / b \times d \times \beta_p \quad [\text{MP}/\text{M}^2]$$

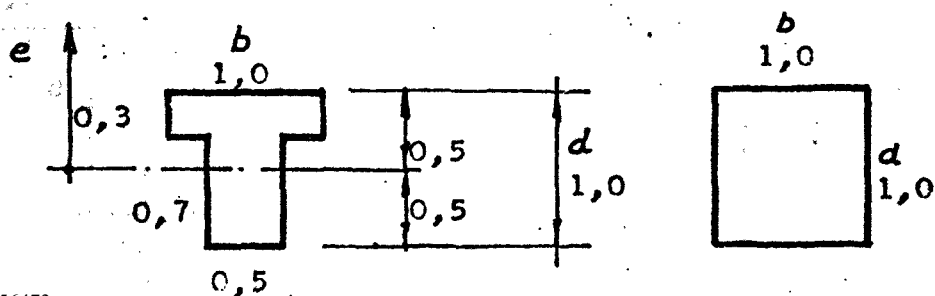
QUOTIENT: σ_{KR} T-QUERSCHNITT / σ_{KR} RECHTECKQUERSCHNITT

SYMMETRISCHE BEWEHRUNG: $\mu = \mu'$

$$\mu = F_e / b \times d$$

$$\text{STAHLGUEUTE: } \sigma_{es} = 24 \text{ 000 MP}/\text{M}^2$$

e/d	μ/β_p	L/d					
		0	10	20	30	40	50
0,0	$0,0 \times 10^{-6}$	-	-	-	-	-	-
	2,5	-	-	-	-	-	-
	5,0	-	-	-	-	-	-
	10,0	-	-	-	-	-	-
0,10	$0,0 \times 10^{-6}$	0,81	0,85	0,95	1,18	1,13	1,16
	2,5	0,82	0,85	0,92	1,01	1,08	1,13
	5,0	0,83	0,87	0,92	0,97	1,04	1,05
	10,0	0,86	0,89	0,93	0,97	1,00	0,99
0,20	$0,0 \times 10^{-6}$	0,87	0,95	1,09	1,11	1,18	1,18
	2,5	0,85	0,88	0,96	1,04	1,07	1,05
	5,0	0,85	0,88	0,93	0,96	0,99	1,03
	10,0	0,86	0,88	0,93	0,96	0,98	1,00
0,30	$0,0 \times 10^{-6}$	1,04	1,13	1,15	1,00	0,97	1,20
	2,5	0,88	0,94	0,99	1,03	1,01	1,00
	5,0	0,88	0,91	0,94	0,98	1,02	1,03
	10,0	0,88	0,91	0,94	0,96	0,99	1,00
0,40	$0,0 \times 10^{-6}$	-	-	-	-	-	-
	2,5	1,00	1,02	1,06	1,04	1,01	1,00
	5,0	0,88	0,92	0,99	1,02	1,02	1,01
	10,0	0,89	0,91	0,94	0,97	1,00	1,00
0,50	$0,0 \times 10^{-6}$	-	-	-	-	-	-
	2,5	1,05	1,07	1,05	1,05	1,00	1,01
	5,0	1,00	1,01	1,02	1,01	0,99	0,98
	10,0	0,90	0,91	0,96	0,99	1,01	1,01
0,75	$0,0 \times 10^{-6}$	-	-	-	-	-	-
	2,5	1,07	1,14	1,02	1,00	1,00	1,02
	5,0	1,05	1,07	1,05	1,05	1,04	1,03
	10,0	1,00	1,00	1,01	1,01	1,00	0,99
1,00	$0,0 \times 10^{-6}$	-	-	-	-	-	-
	2,5	1,05	1,01	0,95	0,98	1,02	1,15
	5,0	1,02	1,01	1,02	1,04	1,03	1,13
	10,0	1,01	1,01	1,03	1,01	1,01	1,01



TRAGLASTSPANNUNGEN VON STAHLBETONSTUETZEN

$$\sigma_{KR} = N_{KR} / b \times d \times \beta_p$$

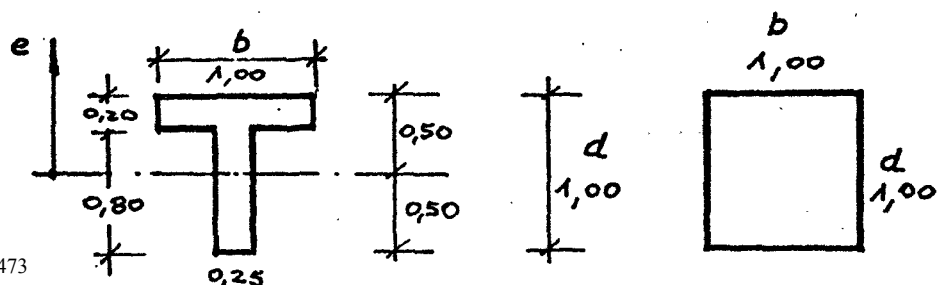
QUOTIENT: σ_{KR} T-QUERSCHNITT / σ_{KR} RECHTECKQUERSCHNITT

SYMMETRISCHE BEWEHRUNG $\mu = \mu'$

$$\mu = F_e / b \times d$$

STAHLGUETE $\sigma_{es} = 24\,000 \text{ MP/M}^2$

e/d	μ/β_p	L/d					
		0	10	20	30	40	50
0,0	$0,0 \times 10^{-6}$						
	2,5						
	5,0						
	10,0						
0,10	$0,0 \times 10^{-6}$	-	-	-	-	-	-
	2,5	-	-	-	-	-	-
	5,0	0,64	0,68	0,76	0,86	0,97	0,98
	10,0	0,70	0,73	0,77	0,86	0,93	0,97
0,20	$0,0 \times 10^{-6}$	0,62	0,71	0,97	1,19	1,24	1,19
	2,5	0,64	0,67	0,79	0,93	1,02	1,03
	5,0	0,67	0,69	0,77	0,85	0,92	0,99
	10,0	0,71	0,73	0,78	0,86	0,90	0,93
0,30	$0,0 \times 10^{-6}$	0,83	1,12	1,39	1,46	1,39	1,15
	2,5	0,66	0,73	0,85	0,98	1,00	0,99
	5,0	0,70	0,72	0,78	0,88	0,98	0,98
	10,0	0,73	0,76	0,82	0,86	0,91	0,95
0,40	$0,0 \times 10^{-6}$	-	-	-	-	-	-
	2,5	0,80	0,85	1,00	1,01	0,97	0,99
	5,0	0,70	0,74	0,84	0,95	1,02	0,96
	10,0	0,74	0,76	0,80	0,86	0,82	0,96
0,50	$0,0 \times 10^{-6}$	-	-	-	-	-	-
	2,5	1,02	1,06	1,10	1,04	0,98	0,99
	5,0	0,82	0,84	0,87	0,97	0,99	0,95
	10,0	0,75	0,76	0,82	0,89	0,93	0,95
0,75	$0,0 \times 10^{-6}$	-	-	-	-	-	-
	2,5	1,06	1,08	1,09	1,03	0,98	1,00
	5,0	1,05	1,09	1,08	1,08	0,99	0,98
	10,0	0,86	0,87	0,91	0,94	0,94	0,96
1,00	$0,0 \times 10^{-6}$	-	-	-	-	-	-
	2,5	1,07	1,11	1,05	1,04	1,14	1,18
	5,0	1,03	1,07	1,07	1,06	1,00	1,03
	10,0	1,00	0,99	1,00	1,00	0,96	0,96



TRAGLASTSPANNUNGEN VON STAHLBETONSTUETZEN:

$$\sigma_{KR} = N_{KR} / F \times \beta_p$$

QUOTIENT: σ_{KR} KREISQUERSCHNITT / σ_{KR} RECHTECKQUERSCHNITT

SYMMETRISCHE BEWEHRUNG: $\mu = \mu'$

$$\mu = F_e / F$$

STAHLGUEUTE: $\sigma_{es} = 42\,000\text{ MP/M}^2$

e/d	μ/β_p	L/d					
		0	10	20	30	40	50
0,0	$0,0 \times 10^{-6}$	1,000	,993	1,005	,994	,994	,996
	2,5	1,000	,984	,963	,954	,930	,932
	5,0	1,000	,949	,850	,931	,897	,895
	10,0	,998	,955	,820	,828	,875	,860
0,10	$0,0 \times 10^{-6}$,993	,985	,956	,944	,927	,900
	2,5	,973	,942	,881	,877	,854	,841
	5,0	,976	,942	,866	,810	,804	,829
	10,0	,968	,931	,843	,752	,751	,750
0,20	$0,0 \times 10^{-6}$,950	,954	,958	,956	,908	,919
	2,5	,923	,879	,846	,811	,805	,768
	5,0	,930	,893	,824	,764	,778	,781
	10,0	,922	,889	,804	,756	,740	,746
0,30	$0,0 \times 10^{-6}$,884	,930	1,000	,905	,808	,707
	2,5	,866	,818	,785	,800	,782	,785
	5,0	,876	,846	,787	,745	,738	,734
	10,0	,876	,853	,804	,743	,702	,724
0,40	$0,0 \times 10^{-6}$,983	1,211	,892	,680	,521	,454
	2,5	,796	,737	,744	,755	,743	,693
	5,0	,840	,798	,738	,728	,752	,741
	10,0	,843	,810	,764	,731	,703	,726
0,50	$0,0 \times 10^{-6}$,681	,696	,739	,734	,700	,658
	2,5	,757	,721	,708	,708	,739	,744
	5,0	,813	,791	,752	,709	,692	,710
	10,0						
0,75	$0,0 \times 10^{-6}$,661	,684	,736	,805	,082	,693
	2,5	,645	,647	,688	,704	,729	,750
	5,0	,708	,692	,674	,680	,681	,695
	10,0						
1,00	$0,0 \times 10^{-6}$,681	,692	,703	,704	,710	,686
	2,5	,629	,641	,663	,712	,735	,774
	5,0	,630	,623	,635	,660	,663	,662
	10,0						

d = 1,128

b
1,00

d
1,00

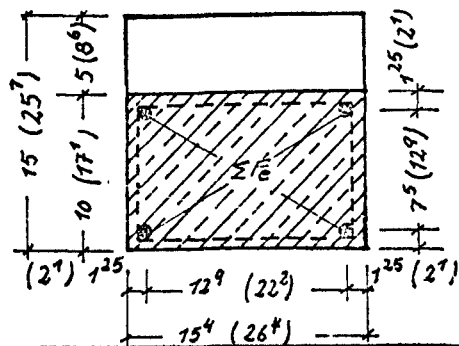
Tabelle 18: Kurzzeitversuche

Übersicht über die Baustoffkennwerte

Versuch	Herstellungstag	Versuchs		Betonfestigkeit n. 28 Tagen			Betonfestigkeit b. Versuch			Stahlfestigkeit			
		-tag	-alter	β_w	β_p	E_b	β_w	β_p	E_b	Güte	ϕ	β_s	$\beta_{br} = \beta_s / f_e$
		cm	cm	Kp/cm ²	Kp/cm ²	Mp/cm ²	Kp/cm ²	Kp/cm ²	Mp/cm ²		mm	Kp/cm ²	Kp/cm ²
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
A I	26.7.65	9.9.65	44	346	273,7	278,58	363,5	370,7	280,64	St I	7	3009	3891
											2		4253
A II	2.8.65	6.10.65	65	426	354,3	283,72	434	376,7	290,346	I	7	3009	3891
											2		4253
A III	9.8.65	22.10.65	73	399	329,7	264,895	461	355	281,989	I	7	3009	3891
											2		4253
A IV	12.10.65	20.12.65	77	402	297	375,98	436,3	—	325,0	I	8	3111	3873
											2		4253
K I	25.8.65	10.6.66	289	358	—	288,0	425	279	316,0	I	14	2735	3922
											6	3549	4317
K II	26.10.65	30.9.66	322	456	358,5	330,0	543	414,1	361,491	I	12	2665	3789
											5	3499	4582
K III	8.2.67	18.3.67	38	5159	447,4	355,0	562	450	—	III	12	4935	5614
											6	4727	5399

Tabelle 19 : Kurzzeitversuche

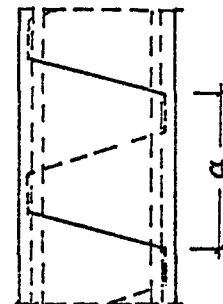
versuch	stützenabmessungen						bewehrung						schlankheit			exzentr.	traglast	
							längs				quer							
	b	d	F _b	l	zuschlag Lager	L _k	Güte	∅	ΣF _e	μ · μ'	∅	a	L _k /d	i	λ	m = e/k	N _k	σ _{Br}
	cm	cm	cm ²	cm	cm	cm		mm	cm ²	% v. F _b	mm	cm		cm			KP	KP/cm ²
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
AI	15,6	10,0	156,0	291	9	300	stI	7	1,533	0,491	2	10	30	2,89	103,81	1,2	11900	76,28
AII	15,8	10,0	158,0	291	9	300	stI	7	1,533	0,485	2	10	30	2,89	103,81	3,0	5250	33,23
AIII	15,8	10,0	158,0	291	9	300	I	7	1,533	0,485	2	10	30	2,89	103,81	1,2	12000	75,95
AIV	15,7	10,0	157,0	291	9	300	I	8	2,073	0,660	2	10	30	2,89	103,81	1,0	14200	90,45
KI	26,5	17,2	455,8	500	14,5	514,5	I	14	6,235	0,684	6	13,1	29,9	4,965	103,625	3,0	14350	31,48
KII	26,5	17,4	461,0	500	14,5	514,5	I	12	4,660	0,505	5	13,1	29,6	5,023	102,429	1,2	36500	79,18
KIII	26,5	17,3	458,5	500	14,5	514,5	III	12	4,540	0,495	6	13,1	29,7	4,994	103,024	3,0	14700	32,28



auerschnitt (Soll)

$$F_b = b \cdot d$$

Klammerwerte gelten
für Stütze K...



umschnürung
bei stützen
AI - AIV

$$i_b = \frac{d}{\sqrt{12}}$$

$$\lambda_b = \frac{l_k}{i_b}$$

Tabelle 20

Versuchsbeobachtungen (Kurzzeitversuche)

Versuch	1. Riß Zugseite						Sonstige Bemerkungen
	σ_R	σ_R/σ_{Rk}	v_2	ϵ_{2m}	ϵ_{1m}	Ort	
	kp/cm ²		mm	10 ⁻³	10 ⁻³	cm	
1	2	3	4	5	6	7	
A I	12,8	0,168	1,62	-	0,105	l/2 ± 30	Die Stütze wurde einmal auf 4,0 Mp be- und auf 0,150 Mp entlastet, klaffende Zugrisse ab 9,5 Mp, Versagen durch Stahlfließen, beim Ausknicken Zerstörung des Betons am Druckrand.
A II	9,5	0,286	2,47	0,098	0,164	± 40	Starke Ribbildung ab 3,5 Mp, Ribabstand beim Ausknicken der Stütze ca. 10cm, Ribbereich ± 75 cm = ± l/4, die Risse traten direkt über der Umschnürung auf, Stahlfließen in den Rissen -22cm, -6cm, +27cm.
A III	15,82	0,208	0,56	0,029	0,136	± 30	Stärkere Ribbildung erst bei den höheren Laststufen, Versagen durch Stahlfließen.
A IV	31,85	0,345	3,46	0,083	0,248	± 35	Starke Zunahme klaffender Risse ab 12 Mp. Wegen Schwierigkeiten mit der Lasteintragungskonstruktion wurde der Versuch das erste Mal bei 10 Mp und das zweite Mal bei 11,5 Mp abgebrochen. Versagen der Stütze durch Stahlfließen.
K I	11,0	0,350	6,57	0,139	0,205	+ 55	Ab 7,5 Mp starke Zunahme der Ribzahl, Ausfall der Meßstreifen Nr. 2, 4 u. 6 auf der Zugseite. R_k durch Stahlfließen.
K II	21,70	0,274	3,75	0,041	0,127	- 14	Die Stütze wurde viermal auf 7,5 Mp be- und auf 1,0 Mp entlastet. Starke Zunahme der Risse ab 27,5 Mp. Versagen durch Stahlfließen.
K III	6,64	0,206	2,55	0,060	0,085	+ 15	Die Stütze wurde einmal auf 7,5 Mp be- und auf 1,0 Mp entlastet. Starke Zunahme der Ribzahl bei 10,5 Mp, Stahlfließen in den Rissen +2cm u. +15cm. Ribabstand 13cm = Bügelabstand. Der Ribbereich geht von -1,50 m bis + 1,70 m.

Tabelle 21

Stützenversuch AI

Uhr- zeit	mittler Spann	Auslenkung			ϵ_a Zugseite (+) Dehnung Messgerät: indukt. Wegaufnehmer						Satzdehnungsmesser			ϵ_i Druckseite (-) Dehnung Dehnungsmeßstreifen (DMS)						Satzdehnung	
	σ_0	γ_1	γ_2	γ_3	ϵ_{a1}	ϵ_{a2}	ϵ_{a3}	ϵ_{a4}	ϵ_{a5}	ϵ_{a6}	ϵ_{a1}	ϵ_{a3}	ϵ_{a4}	ϵ_{i1}	ϵ_{i2}	ϵ_{i3}	ϵ_{i4}	ϵ_{i5}	ϵ_{i6}	ϵ_{i1}	ϵ_{i6}
	kp/cm ²	mm	mm	mm	10 ⁻³	10 ⁻³	10 ⁻³	10 ⁻³	10 ⁻³	10 ⁻³	10 ⁻³	10 ⁻³	10 ⁻³	10 ⁻³	10 ⁻³	10 ⁻³	10 ⁻³	10 ⁻³	10 ⁻³	10 ⁻³	10 ⁻³
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22
15 ⁰⁰	0,96	0,21	0,23	0,11							0,000	0,000	0,000	0,005	0,004		0,004	0,004	0,007	0,000	0,004
15 ⁰⁵	2,56	0,38	0,43	0,23							0,020	0,000	0,020	0,018	0,016		0,016	0,015	0,019	0,020	0,016
15 ⁰⁸	4,17	0,58	0,62	0,42		Diese Stütze wurde in den					0,031	0,000	0,010	0,031	0,027		0,029	0,027	0,034	0,020	0,029
15 ¹¹	6,73	0,81	0,88	0,56		Belastungspausen zu					0,020	0,000	0,010	0,043	0,049		0,046	0,044	0,053	0,040	0,049
15 ¹⁶	12,8	1,39	1,62	1,11		Eigenfrequenzmessungen					0,041	0,020	0,041	0,105	0,092		0,099	0,097	0,113	0,100	0,110
15 ²¹	19,2	2,01	2,41	1,67		benutzt.					0,051	0,031	0,041	0,162	0,142		0,153	0,151	0,172	0,160	0,171
15 ²⁶	25,6	2,69	3,28	2,29		Sämtliche induktive					0,071	0,051	0,051	0,223	0,197		0,212	0,210	0,239	0,220	0,245
15 ³⁰	19,2	2,41	2,92	2,02		Wegaufnehmer sind bei der					0,061	0,031	0,031	0,198	0,170		0,182	0,181	0,209	0,180	0,212
15 ³³	12,8	1,86	2,19	1,50		ersten Schwingungserregung					0,041	0,020	0,020	0,142	0,122		0,130	0,127	0,150	0,140	0,151
15 ³⁷	6,73	1,20	1,33	0,89		ausgefallen					0,031	0,031	0,031	0,078	0,067		0,071	0,069	0,083	0,080	0,082
15 ⁴¹	0,96	0,62	0,61	0,36							0,031	0,010	0,010	0,022	0,018		0,020	0,019	0,025	0,020	0,020
15 ⁴⁵	6,73	1,02	1,13	0,74							0,031	0,010	0,010	0,063	0,070		0,059	0,058	0,067	0,060	0,061
15 ⁴⁹	12,8	1,56	1,83	1,25							0,061	0,031	0,031	0,116	0,101		0,108	0,107	0,124	0,100	0,118
15 ⁵²	19,2	2,11	2,53	1,76							0,071	0,041	0,041	0,163	0,147		0,157	0,156	0,180	0,160	0,180
15 ⁵⁷	25,6	2,74	3,35	2,34							0,082	0,061	0,061	0,226	0,199		0,213	0,212	0,242	0,220	0,249
16 ⁰⁰	32,1	3,46	4,62	2,96							0,092	0,081	0,061	0,290	0,259		0,282	0,282	0,313	0,300	0,322
16 ⁰⁵	38,6	4,26	5,25	3,67							0,112	0,102	0,062	0,309	0,326		0,348	0,356	0,394	0,420	0,412
16 ¹⁰	44,9	5,23	6,50	4,55							0,133	0,143	0,122	0,467	0,395		0,430	0,433	0,479	0,480	0,502
16 ¹⁴	51,3	6,30	7,94	5,61							0,194	0,173	0,153	0,549	0,474		0,519	0,526	0,575	0,560	0,608
16 ¹⁹	54,5	6,92	-	6,33							0,224	0,184	0,184	0,601	0,519		0,571	0,574	0,634	0,600	0,673
16 ²³	57,7	7,51	9,07	6,87							0,265	0,214	0,204	0,552	0,556		0,615	0,630	0,689	0,640	0,731
16 ²⁷	60,9	8,10	9,88	7,43							0,275	0,255	0,255	0,696	0,596		0,659	0,678	0,737	0,700	0,764
16 ³¹	64,1	8,83	10,86	8,11							0,306	0,275	0,266	0,752	0,637		0,719	0,734	0,796	0,740	0,845
16 ³⁶	67,3	10,90	12,37	9,15							0,357	0,347	0,337	0,825	0,697		0,794	0,822	0,892	0,820	-
16 ⁴⁰	70,5	11,36	14,46	10,61							0,490	0,479	0,428	0,914	0,763		0,889	0,926	1,002	0,920	-
16 ⁴³	73,7	14,24	18,56	13,43							0,693	0,724	0,663	1,061	0,867		1,052	1,126	1,201	1,100	-

Tabelle 22

Stützenversuch A II

Uhr-zeit	mittler. Spann.	Auslenkung			ϵ_a Zugseite (+) Dehnung Meßgerät: indukt. Wegaufnehmer (WAN)						Setzdehn.	ϵ_i Druckseite (-) Dehnung Dehnungsmeßstreifen (DMS)						Setzdehnungsm.	
	σ_o	γ_1	γ_2	γ_3	ϵ_{a1}	ϵ_{a2}	ϵ_{a3}	ϵ_{a4}	ϵ_{a5}	ϵ_{a6}	ϵ_{a1}	ϵ_{i1}	ϵ_{i2}	ϵ_{i3}	ϵ_{i4}	ϵ_{i5}	ϵ_{i6}	ϵ_{i3}	ϵ_{i6}
	kp/cm ²	mm	mm	mm	10 ⁻³	10 ⁻³	10 ⁻³	10 ⁻³	10 ⁻³	10 ⁻³	10 ⁻³	10 ⁻³	10 ⁻³	10 ⁻³	10 ⁻³	10 ⁻³	10 ⁻³	10 ⁻³	10 ⁻³
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
14 ⁴⁰	0,95	0,09	0,13	0,08	0,003	0,004	0,009	0,004	0,009	0,003	0,031	0,011	0,012	0,011	0,012	0,013	0,013	0,004	0,008
14 ⁴³	3,16	0,46	0,66	0,48	0,022	0,026	0,030	0,028	0,031	0,024	0,051	0,041	0,042	0,045	0,046	0,048	0,051	0,041	0,045
14 ⁴⁷	6,33	1,06	1,50	1,13	0,048	0,056	0,067	0,063	0,074	0,054	0,082	0,065	0,087	0,095	0,097	0,102	0,110	0,102	0,106
14 ⁵¹	9,50	1,74	2,47	1,88	0,077	0,086	0,106	0,104	0,105	0,091	0,102	0,134	0,135	0,132	0,152	0,157	0,170	0,163	0,176
14 ⁵⁵	12,66	2,50	3,53	2,69	0,112	0,121	0,151	0,152	0,152	0,132	0,134	0,200	0,187	0,214	0,212	0,218	0,238	0,225	0,249
14 ⁵⁹	15,83	3,38	4,76	3,64	0,142	0,162	0,203	0,205	0,201	0,179	0,173	0,239	0,239	0,283	0,276	0,279	0,308	0,302	0,331
15 ⁰²	19,0	4,67	5,55	5,01	0,205	0,233	0,283	0,288	0,270	0,250	0,224	0,312	0,312	0,370	0,363	0,359	0,403	0,404	0,433
15 ⁰⁵	22,15	6,41	8,10	6,96	0,307	0,343	0,401	0,428	0,371	0,361	0,347	0,406	0,406	0,483	0,468	0,461	0,519	0,518	0,576
15 ⁰⁹	25,3	9,32	13,11	10,00	0,508	0,565	0,621	0,655	0,580	0,584	0,592	0,530	0,533	0,631	0,617	0,610	0,686	0,668	0,767
15 ¹⁵	28,5	13,98	19,60	14,92	0,850	0,927	1,024	1,061	0,904	1,022	1,000	0,711	0,703	0,856	0,827	0,820	0,929	0,951	1,037
15 ¹⁹	30,1	15,37	22,82	17,26	1,003	1,121	1,175	1,259	1,038	1,242	1,163	0,791	0,784	0,965	0,922	0,914	1,038	1,078	1,167
15 ²⁴	31,6	18,50	26,04	19,65	1,150	1,304	1,358	1,449	1,172	1,512	1,449	0,864	0,878	1,089	1,045	1,023	1,176	1,184	1,282

Tabelle 23

Stützenversuch A III

Uhr- zeit	mittlere Spann.	Auslenkung			ϵ_a Zugseite (+) Dehnung Meßgerät: indukt. Wegaufnehmer (WAN)							ϵ_i Druckseite (-) Dehnung Dehnungsmeßstreifen (DMS)					
	σ	y_1	y_2	y_3	ϵ_{a1}	ϵ_{a2}	ϵ_{a3}	ϵ_{a4}	ϵ_{a5}	ϵ_{a6}	Setzdehn.	ϵ_{i1}	ϵ_{i2}	ϵ_{i3}	ϵ_{i4}	ϵ_{i5}	ϵ_{i6}
	kp/cm ²	mm	mm	mm	10 ⁻³	10 ⁻³	10 ⁻³	10 ⁻³	10 ⁻³	10 ⁻³	10 ⁻³	10 ⁻³	10 ⁻³	10 ⁻³	10 ⁻³	10 ⁻³	10 ⁻³
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18
14 ¹²	0,95	0,00	0,01	0,03	0,017	0,010	0,007	0,000	0,000	0,007	0,004	0,005	0,005	0,006	0,006	0,003	0,008
14 ¹⁵	6,33	0,28	0,46	0,38	0,025	0,017	0,020	0,005	0,003	0,012	0,000	0,046	0,046	0,049	0,051	0,037	0,061
14 ¹⁹	15,82	1,09	0,56	1,06	0,043	0,040	0,039	0,030	0,020	0,037	0,016	0,124	0,138	0,136	0,140	0,122	0,150
14 ²³	28,50	2,49	3,42	2,32	0,074	0,077	0,075	0,077	0,059	0,085	0,049	0,245	0,236	0,275	0,276	0,260	0,287
14 ²⁸	41,15	4,21	5,72	3,84	0,124	0,129	0,127	0,145	0,115	0,151	0,093	0,385	0,400	0,509	0,438	0,419	0,445
14 ³²	50,60	5,78	7,83	5,21	0,167	0,177	0,177	0,215	0,175	0,213	0,139	0,532	0,521	0,577	0,570	0,574	0,596
14 ³⁶	60,10	7,86	10,66	7,02	0,231	0,246	0,264	0,329	0,272	0,298	0,208	0,633	0,664	0,747	0,687	0,740	0,762
14 ⁴²	69,60	11,69	16,02	10,30	0,351	0,408	0,473	0,631	0,522	0,525	0,359	0,830	0,875	1,019	0,845	1,026	1,057

Tabelle 24

Stützenversuch A IX

Uhr- zeit	mittlere Spann.	Auslenkung		ϵ_a Zugseite (+) Dehnung Meßgerät : Dehnungsmeßstreifen (DMS)							ϵ_i Druckseite (-) Dehnung Dehnungsmeßstreifen (DMS)				
	σ_0	γ_1	γ_2	ϵ_{a1}	ϵ_{a2}	ϵ_{a3}	ϵ_{a4}	ϵ_{a5}	ϵ_{a2}	ϵ_{a6}	ϵ_{i1}	ϵ_{i2}	ϵ_{i3}	ϵ_{i4}	ϵ_{i5}
	kp/cm ²	mm	mm	10 ⁻³	10 ⁻³	10 ⁻³	10 ⁻³	10 ⁻³	10 ⁻³	10 ⁻³	10 ⁻³	10 ⁻³	10 ⁻³	10 ⁻³	10 ⁻³
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
15 ¹⁰	1,27	0,00	0,00	0,003	0,005	0,005	0,021	0,019	0,008	0,014	0,014	0,012	0,016	0,013	0,020
15 ¹⁸	9,55	0,34	0,91	0,013	0,010	0,012	0,022	0,010	0,014	0,019	0,068	0,070	0,072	0,070	0,078
15 ²⁰	19,10	1,28	2,03	0,015	0,020	0,022	0,035	0,041	0,026	0,033	0,139	0,143	0,146	0,144	0,155
15 ²⁶	31,85	2,46	3,46	0,049	0,054	0,060	0,072	0,083	0,046	0,057	0,220	0,228	0,234	0,231	0,248
15 ³¹	44,60	3,80	5,13	0,082	0,085	0,096	0,108	0,108	0,071	0,087	0,327	0,334	0,342	0,346	0,365
15 ³⁸	54,10	4,84	6,45	0,085	0,085	0,108	0,129	0,131	0,095	0,113	0,431	0,446	0,454	0,454	0,478
15 ⁴⁴	63,65	5,75	7,75	0,104	0,101	0,136	0,147	0,163	0,121	0,149	0,523	0,538	0,542	0,550	0,580
15 ⁵⁰	73,30	6,98	9,17	0,145	0,138	0,188	0,197	0,221	0,157	0,196	0,627	0,634	0,653	0,661	0,700
15 ⁵⁵	76,50	8,80	11,53												
15 ⁵⁸	82,85	10,40	13,85	0,243	0,214	0,298	0,323	0,346	0,214	0,297	0,738	0,738	0,769	0,784	0,830
16 ⁰¹	87,55	12,80	18,37	0,346	0,281	0,404	0,442	0,465	0,286	0,425	0,853	0,853	0,915	0,930	0,999
16 ⁰⁹	89,20	14,80	19,85	0,554	0,423	0,630	0,684	0,746	0,452	0,736	1,007	1,015	1,122	1,115	1,261
16 ¹⁵	90,45	17,30	25,10	0,673	0,500	0,769	0,861	0,938	0,500	0,896	1,076	1,084	1,222	1,245	1,384
16 ²²	84,25		26,10	0,923	0,707	1,061			0,683	1,274	1,169	1,169	1,368	1,384	1,568
16 ³⁰	86,00		27,65	1,022	0,800	1,169			0,706	1,344	1,222	1,215	1,468	1,461	1,654
16 ³⁶	82,15		29,35	Dehnungsmeßstreifen					0,893		1,307	1,292	1,538	1,553	1,784
16 ⁴³	79,60		33,47	ausgefallen					1,062		1,399	1,384	1,691	1,722	1,968
16 ⁴⁸	78,40		35,02						1,161		1,445	1,423	1,780	1,784	2,060
16 ⁵²	75,85		40,25												
16 ⁵⁹	72,60		42,15												

Tabelle 25

Stützenversuch K I

Uhr- zeit	mittlere Spann.	Auslenkung		ϵ_a Zugseite (+) Dehnung Messgerät : Dehnungsmessstreifen								ϵ_i Druckseite (-) Dehnung (WAN) indukt. Wegaufn. Dehnungsmessstreifen (DMS)					
	σ_b	γ_2	γ_3	ϵ_{a1}	ϵ_{a2}	ϵ_{a3}	ϵ_{a4}	ϵ_{a5}	ϵ_{a6}	ϵ_{a7}	ϵ_{a8}	ϵ_{i1}	ϵ_{i2}	ϵ_{i3}	ϵ_{i4}	ϵ_{i5}	ϵ_{i6}
	kp/cm ²	mm	mm	10 ⁻³	10 ⁻³	10 ⁻³	10 ⁻³	10 ⁻³	10 ⁻³	10 ⁻³	10 ⁻³	10 ⁻³	10 ⁻³	10 ⁻³	10 ⁻³	10 ⁻³	10 ⁻³
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18
14 ⁵⁷	2,20	0,75	0,51	-0,007	0,020	0,038	0,019	0,025	0,000	0,033	0,006	0,026	0,027	0,103	0,023	0,046	0,013
15 ⁰⁵	5,50	3,07	2,21	0,013	0,074	0,105	0,065	0,094	0,025	0,097	0,036	0,093	0,092	0,273	0,081	0,137	0,060
15 ⁰⁸	11,0	6,57	4,86	0,053	0,164	0,214	0,146	0,182	0,095	0,179	0,107	0,197	0,176	0,414	0,187	0,253	0,157
15 ¹¹	16,5	11,50	8,48	0,080	0,312		0,331	0,346	0,246	0,332	0,211	0,317	0,321	0,563	0,317	0,405	0,282
15 ¹⁶	22,0	21,37	16,00	0,060				0,723		0,710	0,533	0,528	0,524	0,779	0,524	0,629	0,502
15 ²⁰	23,1	23,49	17,73	0,059	Meßstreifen			0,809		0,802	0,699	0,572	0,568	0,827	0,572	0,678	0,550
15 ²²	24,2	25,97	19,33	0,064	ausgefallen			0,911		0,878	0,774	0,612	0,612	0,876	0,616	0,735	0,598
15 ²⁴	25,3	28,37	21,03	0,083				1,002		0,982	0,863	0,660	0,660	0,950	0,669	0,774	0,642
15 ²⁶	26,4	31,87	23,63	0,096				1,133		1,089	0,952	0,704	0,704	0,986	0,739	0,827	0,713
15 ²⁸	27,5	34,97	25,88	0,171				1,250		1,202	1,071	0,748	0,757	1,047	0,783	0,915	0,783
15 ³⁰	28,6	37,97	28,23	0,263						1,336	1,190	0,836	0,827	1,109	0,845	0,968	0,836
15 ³²	29,7	41,17	30,53	0,354						1,412	1,280	0,898	0,880	1,162	0,898	1,038	0,898
15 ³⁴	30,8	45,77	33,83	0,475						1,565	1,399	0,977	0,942	1,267	0,986	1,126	0,986

Tabelle 26

Stützenversuch K II

Uhr- zeit	mittler. Spann.	Auslenkung		ϵ_a Zugseite (+) Dehnung (WAN) Messgerät: Dehnungsmeßstr. indukt. Wegaufnehmer								ϵ_i Druckseite (-) Dehnung Dehnungsmeßstreifen (DMS)					
	σ_0	y_2	y_3	ϵ_{a1}	ϵ_{a2}	ϵ_{a3}	ϵ_{a4}	ϵ_{a5}	ϵ_{a6}	ϵ_{i1}	ϵ_{i2}	ϵ_{i3}	ϵ_{i4}	ϵ_{i5}	ϵ_{i6}		
	kp/cm ²	mm	mm	10 ⁻³	10 ⁻³	10 ⁻³	10 ⁻³	10 ⁻³	10 ⁻³	10 ⁻³	10 ⁻³	10 ⁻³	10 ⁻³	10 ⁻³	10 ⁻³	10 ⁻³	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18
10 ¹⁴	2,17	0,16	0,13	0,000	0,001	0,002	0,000	0,006	0,010	0,016	0,000	0,000	0,000	0,000	0,001	0,002	0,000
10 ¹⁷	5,42	0,65	0,21	0,003	0,002	0,003	0,003	0,000	0,007	0,004	0,008	0,013	0,017	0,018	0,019	0,008	0,027
10 ²⁰	10,85	0,82	0,48	0,009	0,009	0,007	0,009	0,000	0,019	0,003	0,000	0,048	0,053	0,057	0,063	0,040	0,074
10 ²⁴	16,28	2,68	2,17	0,015	0,015	0,011	0,015	0,022	0,030	0,003	0,000	0,080	0,083	0,090	0,100	0,065	0,112
10 ³⁰	2,17	0,78	0,45	0,001	0,002	0,004	0,004	0,000	0,013	0,010	0,002	0,000	0,003	0,004	0,004	0,005	0,005
10 ³³	5,42	1,32	0,85	0,004	0,004	0,005	0,005	0,007	0,014	0,009	0,002	0,013	0,019	0,022	0,025	0,016	0,030
10 ³⁷	10,85	1,48	1,44	0,010	0,009	0,009	0,010	0,024	0,020	0,033	0,004	0,046	0,052	0,057	0,064	0,042	0,071
10 ⁴⁰	16,28	2,66	2,15	0,015	0,013	0,012	0,015	0,036	0,024	0,004	0,003	0,111	0,084	0,091	0,102	0,066	0,115
10 ⁴⁵	2,17	0,48	0,49	0,000	0,000	0,000	0,000	0,001	0,000	0,017	0,020	0,009	0,002	0,002	0,002	0,001	0,002
10 ⁴⁹	5,42	0,97	0,83	0,008	0,004	0,007	0,005	0,021	0,005	0,045	0,015	0,014	0,015	0,018	0,016	0,007	0,022
10 ⁵²	10,85	1,98	1,56	0,013	0,009	0,010	0,010	0,013	0,006	0,042	0,015	0,040	0,050	0,056	0,059	0,036	0,068
10 ⁵⁵	16,28	2,88	2,17	0,019	0,014	0,014	0,015	0,005	0,015	0,088	0,014	0,045	0,081	0,089	0,096	0,059	0,109
11 ⁰²	2,17	0,49	0,48	0,052	0,002	0,007	0,004	0,024	0,001	0,027	0,018	0,001	0,000	0,002	0,002	0,003	0,002
11 ⁰⁵	5,42	0,97	0,80	0,008	0,004	0,007	0,005	0,025	0,004	0,033	0,023	0,014	0,017	0,020	0,019	0,008	0,023
11 ⁰⁸	10,85	1,89	1,48	0,013	0,008	0,010	0,009	0,017	0,005	0,027	0,030	0,044	0,049	0,055	0,058	0,037	0,064
11 ¹²	16,28	2,80	2,17	0,018	0,012	0,013	0,014	0,018	0,013	0,044	0,029	0,077	0,085	0,093	0,101	0,063	0,113
11 ¹⁷	21,70	3,75	2,93	0,026	0,019	0,018	0,022	0,040	0,012	0,045	0,037	0,112	0,121	0,132	0,146	0,096	0,158
11 ²¹	27,15	4,87	3,83	0,035	0,028	0,027	0,033	0,012	0,019	0,102	0,039	0,151	0,161	0,174	0,193	0,132	0,203
11 ²⁴	32,55	6,12	4,68	0,047	0,040	0,040	0,047	0,021	0,037	0,081	0,051	0,199	0,208	0,226	0,253	0,181	0,256
11 ²⁸	37,95	7,65	5,49	0,057	0,049	0,052	0,060	0,006	0,054	0,103	0,061	0,253	0,249	0,269	0,301	0,223	0,301

Tabelle 27

Stützenversuch K II (Fortsetzung)

Uhr- zeit	mittlere Spann.	Auslenkung		ϵ_a Zugseite (+) Dehnung Messgerät: Dehnungsmeßstr. indukt. Wegaufnehmer (WAN)								ϵ_i Druckseite (-) Dehnung Dehnungsmeßstreifen (DMS)					
	σ_D	v_2	v_3	ϵ_{a1}	ϵ_{a2}	ϵ_{a3}	ϵ_{a4}	ϵ_{a3}	ϵ_{a4}	ϵ_{a5}	ϵ_{a6}	ϵ_{i1}	ϵ_{i2}	ϵ_{i3}	ϵ_{i4}	ϵ_{i5}	ϵ_{i6}
	kp/cm ²	mm	mm	10 ⁻³	10 ⁻³	10 ⁻³	10 ⁻³	10 ⁻³	10 ⁻³	10 ⁻³	10 ⁻³	10 ⁻³	10 ⁻³	10 ⁻³	10 ⁻³	10 ⁻³	10 ⁻³
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18
11 ³¹	40,15	8,30	5,89	0,063	0,056	0,059	0,068	0,003	0,065	0,109	0,084	0,280	0,268	0,289	0,326	0,243	0,323
11 ³⁴	42,35	8,95	6,43	0,085	0,030	0,090	0,098	0,027	0,089	0,140	0,086	0,342	0,339	0,367	0,412	0,318	0,399
11 ³⁷	44,45	9,75	7,46	0,083	0,084	0,090	0,097	0,031	0,094	0,117	0,097	0,360	0,341	0,371	0,416	0,321	0,402
11 ⁴¹	46,70	10,46	7,51	0,083	0,078	0,091	0,098	0,027	0,088	0,139	0,125	0,359	0,344	0,374	0,418	0,324	0,405
11 ⁴⁴	48,85	11,31	7,78	0,085	0,080	0,095	0,101	0,053	0,081	0,115	0,133	0,376	0,355	0,387	0,435	0,340	0,417
11 ⁴⁷	51,00	11,95	8,27	0,091	0,087	0,104	0,110	0,031	0,074	0,093	0,127	0,397	0,379	0,411	0,462	0,364	0,444
11 ⁵⁰	53,18	12,64	8,71	0,097	0,093	0,114	0,119	0,042	0,091	0,095	0,134	0,416	0,402	0,436	0,487	0,383	0,468
11 ⁵²	55,30	13,52	9,34	0,108	0,106	0,130	0,134	0,045	0,122	0,132	0,139	0,393	0,426	0,462	0,519	0,416	0,498
11 ⁵⁵	57,50	14,31	9,81	0,115	0,114	0,143	0,145	0,092	0,128	0,185	0,186	0,648	0,447	0,486	0,546	0,440	0,522
11 ⁵⁸	59,60	15,15	10,41	0,124	0,124	0,159	0,161	0,105	0,158	0,225	0,209	0,648	0,472	0,512	0,576	0,469	0,553
12 ⁰⁰	61,85	16,19	11,07	0,134	0,137	0,179	0,180	0,103	0,167	0,213	0,227	0,648	0,498	0,540	0,579	0,498	0,582
12 ⁰³	63,90	17,31	11,61	0,142	0,149	0,203	0,199	0,098	0,160	0,233	0,246	0,672	0,525	0,570	0,640	0,530	0,615
12 ⁰⁵	66,15	18,35	12,38	0,153	0,165	0,231	0,222	0,148	0,214	0,234	0,184	0,565	0,551	0,599	0,683	0,562	0,649
12 ⁰⁸	68,30	20,11	13,05	0,161	0,190	0,270	0,252	0,171	0,232	0,287	0,209	0,600	0,582	0,633	0,711	0,597	0,690
12 ¹⁰	70,50	21,92	14,19	0,173	0,221	0,334	0,294	0,208	0,269	0,316	0,338	0,672	0,615	0,673	0,757	0,642	0,736
12 ¹³	72,65	24,09	15,23	0,188	0,271	0,403	0,349	0,270	0,309	0,247	0,308	0,579	0,652	0,716	0,808	0,689	0,787
12 ¹⁵	74,70	26,76	16,82	0,278	0,411	0,596	0,523	0,339	0,367	0,386	0,435	0,975	0,625	0,696	0,796	0,682	0,774
12 ¹⁸	77,00	30,06	17,74	0,302	0,481	0,741		0,431	0,461	0,420	0,503	1,086	0,676	0,762	0,872	0,742	0,847
12 ²⁰	79,10	35,49		0,419				0,944	0,991	0,732	0,912	0,826	0,821	0,960	1,127	0,981	1,113

Tabelle 28

Stützenversuch K III

Uhr- zeit	mittler. Spann.	Auslenkung		ϵ_a Zugseite (+) Dehnung Messgerät: Dehnungsmessstreifen						(SDM) Satzdehnungsm. 20			ϵ_i Druckseite (-) Dehnung Dehnungsmessstreifen (DMS)					
	σ_o	v_2	v_3	ϵ_{a1}	ϵ_{a2}	ϵ_{a3}	ϵ_{a4}	ϵ_{a5}	ϵ_{a6}	ϵ_{a4}	ϵ_{a5}	ϵ_{a6}	ϵ_{i1}	ϵ_{i2}	ϵ_{i3}	ϵ_{i4}	ϵ_{i5}	ϵ_{i6}
	kp/cm ²	mm	mm	10 ⁻³	10 ⁻³	10 ⁻³	10 ⁻³	10 ⁻³	10 ⁻³	10 ⁻³	10 ⁻³	10 ⁻³	10 ⁻³	10 ⁻³	10 ⁻³	10 ⁻³	10 ⁻³	10 ⁻³
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
9 ²¹	1,11			0,001	0,001	0,000	0,001	0,002	0,001	0,000	0,000	0,000	0,002	0,001	0,000	0,001	0,001	0,001
9 ³⁰	3,32	0,88	0,69	0,019	0,020	0,014	0,022	0,030	0,017	0,025	0,000	0,000	0,022	0,033	0,028	0,035	0,033	0,031
9 ³⁵	6,64	2,55	1,95	0,051	0,050	0,041	0,057	0,068	0,053	0,000	0,125	0,050	0,061	0,084	0,074	0,090	0,079	0,091
9 ⁴⁰	9,98	4,48	3,45	0,091	0,100	0,074	0,102	0,130	0,082	0,075	0,150	0,100	0,103	0,142	0,128	0,149	0,144	0,134
9 ⁴⁵	13,3	6,99	5,42	0,161	0,216	0,142	0,215	0,201	0,154	0,175	0,200	0,150	0,170	0,237	0,204	0,246	0,221	0,226
9 ⁵⁰	16,6	10,73	8,33	0,266	0,447	0,296		0,314	0,268	0,300	0,250	0,200	0,245	0,350	0,304	0,356	0,317	0,329
9 ⁵⁸	2,22	3,54	2,82	0,067		0,092		0,077	0,067	0,325	0,050	0,100	0,046	0,082	0,062	0,080	0,062	0,056
10 ³⁵	2,22	3,14	2,49	0,061		0,087		0,070	0,060	0,075	0,075	0,065	0,042	0,075	0,056	0,071	0,055	0,048
10 ⁴³	19,9	17,76	13,58		Meßstreifen					0,475	0,400	0,400	0,362	0,490	0,455	0,502	0,464	0,469
10 ⁴⁹	23,3	24,55	18,62		ausgefallen					0,625	0,575	0,600	0,476	0,626	0,608	0,645	0,621	0,615
10 ⁵³	26,6	36,42	27,34							0,925	0,900	0,950	0,647	0,825	0,825	0,855	0,835	0,837
10 ⁵⁹	29,9	49,31	36,09							1,275	1,200	1,350	0,825	1,011	1,030	1,052	1,040	1,051
11 ⁰⁵	31,0	53,47	39,89							1,425	1,350	1,500	0,892	1,099	1,189	1,171	1,150	1,173
11 ⁰⁹	32,1	59,97	44,57							1,625	1,600	1,600	0,972	1,189	1,251	1,283	1,268	1,293

Tabelle 29

Ermittlung der Krümmungslinien R aus der Biegelinie y und aus den Dehnungen ϵ_i und ϵ_a für Stütze KI

Belastung	R für $x = L/2$																		R für $x = L/4$										
	y_2	y_3	$[3] \cdot \sqrt{2}$	$\frac{[2]+[4]}{2}$	$\frac{[2]-[4]}{2}$	$a \cdot \frac{\pi^2}{l^2}$	$b \cdot \frac{9\pi^2}{l^2}$	$\bar{y} = \frac{[7]+[8]}{2}$ für $x = \frac{L}{2}$	$R = \frac{1}{[9]}$	ϵ_{i5}	ϵ_{a5}	$\frac{[11]+[12]}{d}$	$R = \frac{1}{[13]}$	ϵ_{i6}	ϵ_{a6}	$\frac{[15]+[16]}{d}$	$R = \frac{1}{[17]}$	$R_m = \frac{[14]+[18]}{2}$	$\bar{y} = \frac{[7]+[8]}{2}$	$R = \frac{1}{[20]}$	ϵ_{i1}	ϵ_{a1}	$\frac{[22]+[23]}{d}$	$R = \frac{1}{[24]}$	ϵ_{i2}	ϵ_{a2}	$\frac{[26]+[27]}{d}$	$R = \frac{1}{[28]}$	$R_m = \frac{[25]+[29]}{2}$
	Mp	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	m	10^{-3}	10^{-3}	mm	m	10^{-3}	10^{-3}	mm	m	m	mm	m	10^{-3}	10^{-3}	mm	m	10^{-3}	10^{-3}	mm	m
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
1,000	0,751	0,513	0,725	0,738	+0,013	0,275	+0,044	0,319	3,137	0,046	0,038	0,491	2,307	0,013	0,006	0,111	9,000	56,54	0,225	4,436	0,026	-0,007	0,111	9,000	0,027	0,020	0,275	3,638	6,319
2,500	3,069	2,214	3,131	3,100	-0,031	1,156	-0,104	1,052	9,51	0,137	0,097	1,368	7,14	0,060	0,036	0,561	1,781	12,56	0,744	1,345	0,093	0,013	0,620	1,613	0,092	0,074	0,971	1,030	1,322
5,000	6,569	4,856	6,867	6,718	-0,149	2,505	-0,500	2,005	4,99	0,253	0,179	2,526	3,40	0,157	0,107	1,544	648	522	1,418	705	0,197	0,053	1,462	604	0,176	0,164	1,988	503	594
7,500	11,498	8,484	11,998	11,748	-0,250	4,380	-0,839	3,541	282	0,405	0,332	4,310	2,32	0,282	0,211	2,883	347	315	2,504	399	0,317	0,080	2,322	431	0,321	0,312	3,702	270	351
10,000	21,374	15,994	22,619	21,997	-0,623	8,201	-2,089	6,112	164	0,629	0,710	7,830	1,20	0,502	0,583	6,345	158	143	4,322	231	0,528	0,060	3,439	291	0,524				
10,500	23,494	17,734	25,080	24,287	-0,793	9,055	-2,661	6,394	156	0,678	0,802	8,655	1,16	0,550	0,699	7,304	137	127	4,521	221	0,572	0,059	3,690	271	0,568				
11,000	25,974	19,334	27,342	26,658	-0,684	9,939	-2,295	7,644	131	0,735	0,878	9,433	1,06	0,598	0,774	8,023	125	116	5,405	185	0,612	0,064	3,836	261	0,612				
11,500	28,374	21,034	29,747	29,061	-0,687	10,835	-2,304	8,531	117	0,774	0,982	10,269	97	0,642	0,863	8,801	114	106	6,033	166	0,660	0,083	4,345	230	0,660				
12,000	31,874	23,634	33,424	32,649	-0,775	12,173	-2,601	9,572	104	0,827	1,088	11,199	89	0,713	0,952	9,737	103	96	6,769	148	0,704	0,096	4,678	214	0,704				
12,500	34,974	25,884	36,606	35,790	-0,816	13,344	-2,738	10,606	94	0,915	1,202	12,380	81	0,783	1,071	10,842	92	87	7,500	133	0,748	0,171	5,374	186	0,757				
13,000	37,974	28,234	39,929	38,952	-0,978	14,523	-3,280	11,243	89	0,968	1,336	13,474	74	0,836	1,190	11,848	84	79	7,950	126	0,836	0,263	6,427	156	0,827				
13,500	41,174	30,534	43,182	42,178	-1,004	15,726	-3,369	12,357	81	1,038	1,412	14,327	70	0,898	1,280	12,737	79	75	8,738	114	0,898	0,354	7,269	138	0,880				
14,000	45,774	33,834	47,849	46,512	-1,038	17,342	-3,481	13,860	72	1,126	1,565	15,737	64	0,986	1,399	13,947	72	68	9,801	102	0,977	0,475	8,491	118	0,942				
0,000	12,789	8,536	12,072	12,431	+0,359	4,635	+1,203	5,838	171	0,253	1,183	8,398	119	0,140	1,012	6,737	148	134	4,128	242	0,077	0,143	1,287	777	0,060				

04/06/2014

Ermittlung der Krümmungslinien R aus der Biegelinie y und aus den Dehnungen ε_i und ε_a für Stütze K III

Belastung	R für $x = l/2$																		R für $x = l/4$										
	\bar{y}_2	\bar{y}_3	$[3] \cdot \sqrt{2}$	$\frac{[2]+[4]}{2}$	$\frac{[2]-[4]}{2}$	$a \cdot \frac{\pi^2}{l^2}$	$b \cdot \frac{9\pi^2}{l^2}$	$\bar{y} = \frac{[7]+[8]}{2}$ für $x = \frac{l}{2}$	$R = \frac{1}{[9]}$	ε_{i5}	ε_{a5}	$\frac{[11]+[12]}{d}$	$R = \frac{1}{[13]}$	ε_{i6}	$\frac{[15]+[16]}{d}$	$R = \frac{1}{[17]}$	$R_m = \frac{[14]+[18]}{2}$	$\bar{y} = \frac{[7]+[8]}{2}$	$R = \frac{1}{[20]}$	ε_{i1}	ε_{a1}	$\frac{[22]+[23]}{d}$	$R = \frac{1}{[24]}$	ε_{i2}	ε_{a2}	$\frac{[26]+[27]}{d}$	$R = \frac{1}{[28]}$	$R_m = \frac{[25]+[29]}{2}$	
	Mp	mm	mm	mm	mm	mm	$\text{mm}^{-1} \cdot 10^{-6}$	$\text{mm}^{-1} \cdot 10^{-6}$	$\text{mm}^{-1} \cdot 10^{-6}$	m	10^{-3}	10^{-3}	$\text{mm}^{-1} \cdot 10^{-6}$	m	10^{-3}	$\text{mm}^{-1} \cdot 10^{-6}$	m	m	$\text{mm}^{-1} \cdot 10^{-6}$	m	10^{-3}	10^{-3}	$\text{mm}^{-1} \cdot 10^{-6}$	m	10^{-3}	10^{-3}	$\text{mm}^{-1} \cdot 10^{-6}$	m	m
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
0,500																													
1,500	0,88	0,69	0,976	0,928	-0,096	0,346	-0,322	0,024	41907	0,033	0,000	0,191	5242	0,031	0,000	0,179	5581	5412	0,017	59266	0,022	0,019	0,237	4220	0,033	0,020	0,306	3264	3742
3,000	2,55	1,95	2,758	2,654	-0,104	0,990	-0,349	0,641	1561	0,079	0,125	1,179	840	0,091	0,050	0,815	1227	7038	0,453	2207	0,061	0,051	0,647	1545	0,084	0,050	0,775	1291	1418
4,500	4,48	3,45	4,879	4,680	-0,200	1,745	-0,669	1,075	930	0,144	0,150	1,699	580	0,134	0,100	1,353	739	664	0,760	1315	0,103	0,091	1,121	892	0,142	0,100	1,399	715	804
6,000	6,99	5,42	7,665	7,328	-0,338	2,732	-1,133	1,600	625	0,221	0,200	2,434	410	0,226	0,150	2,173	460	436	1,131	884	0,170	0,161	1,913	523	0,237	0,216	2,618	382	453
7,500	10,73	8,33	11,780	11,255	-0,525	4,196	-1,762	2,435	411	0,319	0,250	3,289	300	0,331	0,200	3,069	326	315	1,722	581	0,248	0,258	2,925	342	0,352	0,443	4,595	218	280
1,000	3,54	2,82	3,988	3,764	-0,224	1,403	-0,752	0,652	1534	0,062	0,050	0,647	1545	0,056	0,100	0,902	1109	1327	0,461	2170	0,046	0,067	0,653	1531	0,082				
1,000	3,14	2,49	3,521	3,331	-0,191	1,242	-0,639	0,603	1660	0,055	0,075	0,751	1331	0,048	0,065	0,653	1531	1437	0,426	2347	0,042	0,061	0,595	1680	0,075				
9,000	17,76	13,58	19,205	18,483	-0,723	6,893	-2,424	4,467	224	0,464	0,400	4,994	200	0,469	0,400	5,023	199	200	3,158	317	0,362								
10,500	24,55	18,62	26,333	25,442	-0,446	9,486	-1,497	7,989	125	0,621	0,575	6,913	145	0,615	0,600	7,023	142	144	5,649	177	0,476								
12,000	36,42	27,34	38,665	37,542	-1,061	13,998	-3,560	10,437	96	0,835	0,900	10,029	100	0,837	0,950	10,329	97	99	7,380	135	0,647								
13,500	49,31	28,75	40,659	44,985	+4,326	16,772	+14,515	31,287	32	1,040	1,200	12,948	77	1,051	1,350	13,879	72	75	22,123	45	0,825								
14,000	53,47	33,55	47,447	50,459	+3,012	18,813	+10,105	28,919	35	1,150	1,350	14,457	69	1,173	1,500	15,451	65	67	20,449	49	0,892								
14,500	59,97	38,23	54,065	57,018	+2,953	21,259	+9,907	31,166	32	1,268	1,600	16,578	60	1,293	1,600	16,723	60	60	22,038	45	0,972								

Tabelle 31

Ermittlung der Krümmungslinien R aus der Biegelinie y und aus den Dehnungen ε_i und ε_a für Stütze KII

Belastung Mp	Y ₂ mm	Y ₃ mm	R für x = l/2																			R für x = l/4									
			[3] · √2	$\frac{[2]+[4]}{2}$	$\frac{[2]-[4]}{2}$	$a \cdot \frac{\pi^2}{l^2}$	$b \cdot \frac{9\pi^2}{l^2}$	$\bar{y} = \frac{[7]+[8]}{2}$ für x = $\frac{l}{2}$	$R = \frac{1}{[9]}$	ε _{i5}	ε _{a5}	$\frac{[11]+[12]}{d}$	$R = \frac{1}{[13]}$	ε _{i6}	ε _{a6}	$\frac{[15]+[16]}{d}$	$R = \frac{1}{[17]}$	$R_m = \frac{[14]+[18]}{2}$	$\frac{[7]+[8]}{\sqrt{2}}$	$R = \frac{1}{[20]}$	ε _{i1}	ε _{a1}	$\frac{[22]+[23]}{d}$	$R = \frac{1}{[24]}$	ε _{i2}	ε _{a2}	$\frac{[26]+[27]}{d}$	$R = \frac{1}{[28]}$	$R_m = \frac{[25]+[29]}{2}$		
			mm	mm	mm	mm · 10 ⁻⁶	mm · 10 ⁻⁶	mm · 10 ⁻⁶	m	10 ⁻³	10 ⁻³	mm · 10 ⁻⁶	m	10 ⁻³	10 ⁻³	mm · 10 ⁻⁶	m	m	mm · 10 ⁻⁶	m	10 ⁻³	10 ⁻³	10 ⁻³	mm · 10 ⁻⁶	m	10 ⁻³	10 ⁻³	mm · 10 ⁻⁶	m	m	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30		
1,000	0,16	0,14	0,198	0,179	-0,019	0,067	-0,064	0,003	335257	0,002	0,076	0,103	9667	0,000	0,000				0,002	474125	0,000	0,000			0,000	0,001	0,006	174000			
2,500	0,65	0,21	0,297	0,474	+0,177	0,177	+0,592	0,769	1301	0,008	0,004	0,069	14500	0,027	0,008	0,201	4971	9736	0,544	1839	0,013	0,003	0,092	10875	0,017	0,002	0,109	9158	10016		
5,000	1,82	1,48	2,093	1,957	-0,137	0,729	-0,458	0,271	3684	0,040	0,003	0,247	4007	0,074	0,000	0,425	2351	3199	0,192	5210	0,048	0,009	0,328	3053	0,053	0,009	0,356	2806	2930		
7,500	2,68	2,17	3,069	2,875	-0,195	1,072	-0,653	0,419	2386	0,065	0,003	0,391	2537	0,112	0,000	0,644	1554	2057	0,296	3375	0,080	0,015	0,546	1832	0,083	0,015	0,563	1,776	1804		
1,000	0,78	0,45	0,636	0,708	+0,072	0,264	+0,242	0,506	1978	0,005	0,010	0,086	11600	0,005	0,002	0,040	24857	18229	0,357	2797	0,000	0,001	0,006	174000	0,003	0,002	0,029	34483	10424		
2,500	1,32	0,85	1,202	1,261	+0,059	0,470	+0,198	0,668	1497	0,016	0,009	0,144	6960	0,030	0,002	0,184	5438	6199	0,472	2117	0,013	0,004	0,098	10235	0,019	0,004	0,132	7565	8900		
5,000	2,48	1,43	2,022	2,251	+0,229	0,839	+0,768	1,608	622	0,042	0,033	0,431	2320	0,071	0,004	0,431	2320	2320	1,137	880	0,046	0,010	0,322	3107	0,052	0,009	0,351	2852	2980		
7,500	3,66	2,15	3,041	3,351	+0,310	1,249	+1,039	2,288	437	0,066	0,004	0,402	2486	0,115	0,003	0,678	1475	1981	1,618	618	0,111	0,015	0,724	1381	0,084	0,013	0,557	1794	1588		
1,000	0,48	0,48	0,679	0,580	-0,100	0,216	-0,334	-0,118		0,001	0,031	0,183	5438	0,002	0,021	0,132	7565	6502			0,009	0,000	0,052	19333	0,002	0,000	0,011	87000	53167		
2,500	0,97	0,83	1,174	1,072	-0,102	0,400	-0,342	0,057	17416	0,007	0,038	0,259	3867	0,022	0,019	0,236	4244	4056	0,041	24630	0,014	0,008	0,149	6692	0,015	0,004	0,109	9158	7925		
5,000	1,98	1,56	2,206	2,092	-0,113	0,780	-0,379	0,401	2496	0,059	0,042	0,580	1723	0,110	0,015	0,718	1392	1558	0,283	3530	0,082	0,019	0,580	1723	0,081	0,014	0,546	1832	1778		
7,500	2,88	2,17	3,069	2,975	-0,095	1,109	-0,317	0,792	1263	0,059	0,088	0,845	1184	0,109	0,014	0,707	1415	1299	0,560	1786	0,045	0,019	0,368	2719	0,080	0,014	0,540	1851	2285		
1,000	0,49	0,48	0,679	0,585	-0,095	0,218	-0,317	-0,099		0,003	0,027	0,172	5800	0,002	0,018	0,115	8700	7250			0,001	0,052	0,305	3283	0,000	0,002	0,011	87000	45142		
2,500	0,97	0,80	1,131	1,051	-0,081	0,391	-0,270	0,122	8227	0,008	0,033	0,236	4244	0,023	0,023	0,264	3783	4014	0,086	11635	0,014	0,008	0,149	6692	0,017	0,004	0,121	8286	7489		
5,000	1,89	1,48	2,093	1,992	-0,102	0,743	-0,341	0,402	2488	0,037	0,027	0,368	2719	0,064	0,030	0,540	1851	2285	0,284	3519	0,044	0,013	0,328	3053	0,049	0,008	0,328	3053	3053		
7,500	2,80	2,17	3,069	2,935	-0,135	1,094	-0,451	0,643	1556	0,063	0,044	0,615	1626	0,113	0,029	0,816	1225	1426	0,455	2200	0,077	0,018	0,546	1832	0,085	0,012	0,557	1794	1813		
10,000	3,75	2,93	4,144	3,947	-0,197	1,471	-0,661	0,811	1234	0,096	0,045	0,810	1234	0,158	0,037	1,121	892	1063	0,573	1745	0,112	0,026	0,793	1261	0,121	0,019	0,805	1243	1252		
12,500	4,87	3,83	5,416	5,143	-0,273	1,978	-0,916	1,001	999	0,132	0,102	1,345	744	0,203	0,039	1,391	719	732	0,708	1412	0,151	0,035	1,069	935	0,161	0,028	1,086	921	928		
15,000	6,12	4,68	6,679	6,370	-0,250	2,375	-0,837	1,538	650	0,181	0,081	1,506	664	0,256	0,051	1,764	567	616	1,087	920	0,199	0,047	1,414	707	0,208	0,040	1,425	702	705		
17,500	7,65	5,49	7,764	7,707	-0,057	2,874	-0,191	2,683	373	0,223	0,103	1,874	534	0,301	0,061	2,080	481	508	1,897	527	0,253	0,057	1,782	561	0,249	0,049	1,713	584	573		
18,500	8,30	5,89	8,330	8,315	-0,015	3,100	-0,050	3,050	328	0,243	0,109	2,023	494	0,323	0,084	2,339	428	461	2,157	464	0,280	0,063	1,974	507	0,268	0,056	1,862	537	522		
19,500	8,95	6,43	9,093	9,022	-0,072	3,364	-0,242	3,122	320	0,318	0,140	2,632	380	0,399	0,086	2,787	359	370	2,208	453	0,342	0,085	2,454	407	0,339	0,080	2,408	415	411		
20,500	9,75	7,46	10,550	10,150	-0,400	3,784	-1,342	2,442	410	0,321	0,117	2,517	397	0,402	0,097	2,868	349	373	1,727	572	0,360	0,083	2,546	393	0,341	0,084	2,443	409	401		
21,500	10,46	7,51	10,621	10,541	-0,081	3,930	-0,272	3,658	273	0,324	0,139	2,667	376	0,																	

Tabelle 32

Ermittlung der Krümmungslinien R aus der Biegelinie y und aus den Dehnungen ε_i und ε_a für Stütze A III

Belastung	Y ₂	0,5* Y ₁ +Y ₃	R für x = l/2																	R für x = l/4									
			[3]·√2	$\frac{[2]+[4]}{2}$	$\frac{[2]-[4]}{2}$	$a \cdot \frac{\pi^2}{l^2}$	$b \cdot \frac{\pi^2}{l^2}$	$\bar{y} = \frac{[7]+[8]}{2}$ für x = $\frac{l}{2}$	$R = \frac{1}{[9]}$	ε _{i5}	ε _{a5}	$\frac{[11]+[12]}{d}$	$R = \frac{1}{[13]}$	ε _{i6}	ε _{a6}	$\frac{[15]+[16]}{d}$	$R = \frac{1}{[17]}$	$R_m = \frac{[14]+[18]}{2}$	$\bar{y} = \frac{[7]+[8]}{2}$	$R = \frac{1}{[20]}$	ε _{i1}	ε _{a1}	$\frac{[22]+[23]}{d}$	$R = \frac{1}{[24]}$	ε _{i2}	ε _{a2}	$\frac{[26]+[27]}{d}$	$R = \frac{1}{[28]}$	$R_m = \frac{[25]+[29]}{2}$
			mm	mm	mm	mm·10 ⁻⁶	mm·10 ⁻⁶	mm·10 ⁻⁶	m	10 ⁻³	10 ⁻³	mm ⁻¹ ·10 ⁻⁶	m	10 ⁻³	10 ⁻³	mm ⁻¹ ·10 ⁻⁶	m	m	mm·10 ⁻⁶	m	10 ⁻³	10 ⁻³	mm ⁻¹ ·10 ⁻⁶	m	10 ⁻³	10 ⁻³	mm ⁻¹ ·10 ⁻⁶	m	m
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
0,150	0,01	0,02	0,028	0,079	0,009	0,021	0,089	0,068	14,708	0,003	0,007	0,100	10,000	0,008	0,000	0,080	12,500	11,250	0,048	20,800	0,005	0,017	0,220	4,545	0,005	0,010	0,150	6,667	5,606
1,000	0,46	0,33	0,467	0,463	0,004	0,508	0,035	0,474	2,111	0,037	0,012	0,490	2,044	0,061	0,003	0,640	1,563	1,802	0,335	2,985	0,046	0,025	0,710	1,408	0,046	0,017	0,630	1,587	1,498
2,500	1,56	1,08	1,527	1,544	0,017	1,693	0,163	1,855	539	0,122	0,037	1,590	629	0,150	0,020	1,700	588	609	2,624	381	0,124	0,043	1,670	599	0,138	0,040	1,780	562	581
4,500	3,42	2,41	3,408	3,414	0,006	3,744	0,059	3,803	263	0,260	0,085	3,450	299	0,287	0,059	3,460	289	290	2,689	372	0,245	0,074	3,190	313	0,236	0,077	3,130	379	316
6,500	5,72	4,03	5,699	5,710	0,011	6,261	0,104	6,366	157	0,419	0,151	5,700	178	0,445	0,117	5,620	178	177	4,501	222	0,385	0,124	5,090	196	0,400	0,129	5,290	189	193
8,000	7,83	5,50	7,778	7,804	0,026	8,558	0,257	8,815	113	0,574	0,213	7,870	129	0,596	0,175	7,710	130	129	6,233	160	0,502	0,167	6,690	149	0,521	0,177	6,980	143	146
9,500	10,66	7,44	10,522	10,591	0,069	11,614	0,681	12,295	81	0,740	0,298	10,380	97	0,762	0,272	10,240	97	97	8,694	115	0,633	0,231	8,640	116	0,664	0,246	9,100	110	113
11,000	16,02	11,00	15,556	15,788	0,232	17,313	2,290	19,603	51	1,026	0,525	15,510	64	1,057	0,522	15,790	63	64	13,862	72	0,830	0,351	11,810	85	0,875	0,408	12,830	78	82

04/06/2014

Tabelle 33

Ermittlung der Krümmungslinien R aus der Biegelinie y und aus den Dehnungen ε_i und ε_a für Stütze AII

Belastung Y ₂		R für x = l/2								R für x = l/4																				
		0,5· Y ₁ ·Y ₃	[3]·√2	$\frac{[2]+[4]}{2}$	$\frac{[2]-[4]}{2}$	$a \cdot \frac{\pi^2}{l^2}$	$b \cdot \frac{9\pi^2}{l^2}$	$\bar{y} = \frac{[7]+[8]}{2}$ für x = $\frac{l}{2}$	$R = \frac{1}{[9]}$	ε_{i5}	ε_{a5}	$\frac{[11]+[12]}{d}$	$R = \frac{1}{[13]}$	ε_{i6}	ε_{a6}	$\frac{[15]+[16]}{d}$	$R = \frac{1}{[17]}$	$R_m = \frac{[14]+[18]}{2}$	$\bar{y} = \frac{[7]+[8]}{2}$	$R = \frac{1}{[20]}$	ε_{i1}	ε_{a1}	$\frac{[22]+[23]}{d}$	$R = \frac{1}{[24]}$	ε_{i2}	ε_{a2}	$\frac{[26]+[27]}{d}$	$R = \frac{1}{[28]}$	$R_m = \frac{[25]+[29]}{2}$	
MP	mm	mm	mm	mm	mm	mm·10 ⁻⁶	mm·10 ⁻⁶	mm·10 ⁻⁶	m	10 ⁻³	10 ⁻³	mm ⁻¹ ·10 ⁻⁶	m	10 ⁻³	10 ⁻³	mm ⁻¹ ·10 ⁻⁶	m	m	mm ⁻¹ ·10 ⁻⁶	m	10 ⁻³	10 ⁻³	10 ⁻³	mm ⁻¹ ·10 ⁻⁶	m	10 ⁻³	10 ⁻³	mm ⁻¹ ·10 ⁻⁶	m	m
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	
0,150	0,13	0,09	0,127	0,129	+0,002	0,144	+0,015	0,156	6422	0,013	0,003	0,160	6250	0,013	0,009	0,220	4545	5398	0,140	9082	0,011	0,003	0,140	7143	0,012	0,004	0,160	6250	6697	
0,500	0,66	0,47	0,665	0,663	-0,003	0,727	-0,025	0,702	1425	0,048	0,024	0,720	1382	0,051	0,031	0,820	1220	1305	0,496	2015	0,041	0,022	0,630	1587	0,042	0,026	0,680	1471	1534	
1,000	1,50	1,15	1,626	1,563	-0,063	1,714	-0,622	1,092	916	0,102	0,054	1,560	647	0,110	0,074	1,840	543	592	0,772	1295	0,085	0,048	1,330	752	0,087	0,056	1,430	699	726	
1,500	2,47	1,81	2,560	2,650	-0,045	2,906	-0,444	2,462	406	0,157	0,091	2,480	404	0,170	0,105	2,750	364	384	1,741	574	0,134	0,077	2,110	474	0,135	0,086	2,210	452	463	
2,000	3,53	2,60	3,677	3,604	-0,069	3,952	-0,676	3,276	305	0,218	0,132	3,500	286	0,238	0,152	3,900	256	247	2,316	432	0,200	0,112	3,120	321	0,187	0,121	3,080	325	323	
2,500	4,76	3,51	4,964	4,862	-0,102	5,332	-1,007	4,325	231	0,279	0,179	4,580	206	0,308	0,201	5,090	196	199	3,058	327	0,239	0,142	3,810	262	0,239	0,162	4,010	249	256	
3,000	5,55	4,48	6,336	5,943	-0,393	6,517	-3,879	2,638	379	0,359	0,250	6,090	189	0,403	0,270	6,730	149	157	1,866	536	0,312	0,205	5,170	193	0,312	0,233	5,450	183	188	
3,500	8,10	6,69	9,461	8,781	-0,681	9,629	-6,716	2,913	343	0,461	0,361	8,220	122	0,519	0,371	8,900	112	117	2,060	486	0,406	0,307	7,130	140	0,406	0,343	7,490	134	137	
4,000	13,11	9,66	13,661	13,386	-0,276	14,679	-2,719	11,960	84	0,610	0,584	11,940	81	0,86	0,580	12,660	79	82	8,457	118	0,530	0,503	10,330	97	0,533	0,565	10,980	91	94	
4,500	19,60	14,45	20,435	20,018	-0,418	21,952	-4,121	17,831	56	0,820	1,022	18,420	51	0,929	0,904	18,330	55	55	12,608	79	0,711	0,850	15,610	64	0,703	0,927	16,300	61	63	
4,750	22,83	16,32	23,080	22,955	-0,125	25,173	-1,234	23,939	42	0,914	1,242	21,560	40	1,038	1,038	20,760	48	47	16,928	59	0,791	1,008	17,990	56	0,784	1,121	19,050	52	54	
5,000	26,04	19,08	26,983	26,512	-0,472	29,073	-4,654	24,420	41	1,023	1,512	25,350	39	1,176	1,172	23,480	43	41	17,267	58	0,864	1,150	20,140	50	0,878	1,304	21,020	46	48	

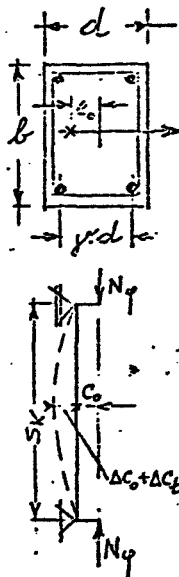
igbib.tu-bs.de/?docid=00056473

04/06/2014

Tabelle 34 : Langzeitversuche an Stahlbetonstützen.

(vgl. AIF-Bericht 1688)

Vers. Nr.	Querschnitt b/d	Schlankheit L/d	Lastausmitte c_0	c_0/d	Längsbewehrung				Belastungsalter t_0			Belastungsdauer t_y
					σ	$\mu = \mu'$	γ	β_s	t_0	β_w	Betongüte E	
-	cm	-	cm	-	mm	%	-	kp/cm ²	Tage	kp/cm ²	kp/cm ²	Tage
I	26,5/17,2	29,9	8,55	0,497	12	0,510	0,75	2665	338	334	300·10 ³	418
II	26,6/17,2	29,9	8,55	0,497	12	0,507	0,75	2665	200	337	260·10 ³	418
III	26,5/17,3	29,7	3,42	0,198	12	0,506	0,75	2665	280	362	260·10 ³	598
IV	26,4/17,1	30,0	3,42	0,200	12	0,515	0,75	2665	222	296	230·10 ³	594
V	26,9/17,2	29,8	2,49	0,145	12	0,496	0,75	4581	96	530	360·10 ³	540
VI	26,9/17,4	29,5	3,44	0,198	18	1,085	0,65	4621	77	390	325·10 ³	588
VII	27,2/17,4	29,5	3,50	0,202	12	0,493	0,70	2668	70	361	320·10 ³	492
VIII	26,9/17,3	29,7	3,44	0,199	22	1,58	0,63	4225	63	370	320·10 ³	492
IX	26,5/17,2	29,8	2,49	0,145	12	0,503	0,71	4600	28	434	350·10 ³	480
X	26,5/17,5	29,7	3,45	0,200	18	1,11	0,66	4620	28	328	319·10 ³	448
XI	26,4/17,5	29,3	3,50	0,200	12	0,505	0,73	2670	30	322	305·10 ³	599
XII	26,5/17,4	29,5	3,44	0,198	22	1,59	0,63	4230	29	327	307·10 ³	565



Vers. Nr.	Dauerlasten			Ausmitten und Ausbiegungen (Meßwerte)								Nebenversuche		
	Dauerlast N_y	theor. Kurzzeit Bruchlast $N_{y,0}$	$N_{y,0}$	Belastungsdauer t_y	infolge N_y					Rückfederung $\Delta c_0'$	nach Entlastung $c_0 + \Delta c_t'$ $N = 0$	Kriechzahl φ_∞	Betongüte β_w	E-Modul E
					c_0	Δc_0	Δc_t $t=t_y$	$\Delta c_t'$ $t=t_y$	C_t $t=\infty$					
-	Mp	Mp	-	Tage	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	-	kp/cm ²	kp/cm ²
I	6,30	12,3	0,51	418	8,55	1,06	1,14	1,28	10,89	1,10	9,65	1,8	334	300·10 ³
II	4,75	12,3	0,39	418	8,55	1,04	1,17	1,38	10,97	1,37	9,39	2,3	337	300·10 ³
III	14,0	34,1	0,41	598	3,42	0,80	1,47	1,56	5,78	1,23	4,46	1,9	365	300·10 ³
IV	15,6	28,9	0,54	594	3,42	1,37	2,42	3,01	7,80	2,15	5,06	1,9	300	280·10 ³
V	14,0	56,0	0,25	540	2,49	0,26	0,63	0,84	3,59	0,26	3,12	2,1	580	480·10 ³
VI	24,8	45,0	0,55	588	3,44	1,25	3,60	4,00	8,69	3,50	4,79	2,4	450	350·10 ³
VII	19,3	33,9	0,57	492	3,50	1,02	3,59	4,10	8,62	2,41	5,70	2,7	440	345·10 ³
VIII	30,7	53,2	0,58	492	3,44	1,83	4,32	4,78	10,05	5,10	4,49	2,2	430	335·10 ³
IX	14,6	51,3	0,29	480	2,49	0,23	0,75	0,82	3,54	0,28	3,19	2,4	460	400·10 ³
X	23,9	42,6	0,56	448	3,45	0,73	1,94	2,23	6,41	2,16	3,96	3,1	380	330·10 ³
XI	19,3	33,1	0,58	599	3,50	0,91	2,63	2,86	7,27	1,74	5,30	3,8	400	330·10 ³
XII	30,7	49,5	0,62	565	3,44	1,46	4,39	4,66	9,56	4,86	4,43	3,7	400	320·10 ³

+) Extrapolation nach Ross

$$++ = c_0 + \Delta c_0' + \Delta c_t - \Delta c_0'$$

$$t = t_y$$

Serie	Bez. der Stütze	Gesamtausbiegung in L/2		Rückverformung sofortig Kriechen			Lastausmitte in L/2			Betongüte β_w	Bruchlast in Versuch N_U	theor. Bruchlast $N_{U,0}$	$N_{U,0}$
		c_t $t=t_y$ $N=N_y$	c_t $t=\infty$ $N=N_y$	$\Delta c_0'$ $N=0$	$\Delta c_0'$ $N=0$	t_y	$c_t - \Delta c_0'$ $N=0$	$c_t - \Delta c_0'$ $N=0$	$c_0 + \Delta c_t$ $N=0$				
		cm	cm	cm	cm	Tage	cm	cm	-	kp/cm ²	Mp	Mp	-
1	I	10,75	10,89	1,10	-	-	9,65	9,65	0,56	334	10,5	10,7	1,02
	II	10,76	10,97	1,37	-	-	9,39	9,39	0,55	337	9,8	11,0	1,12
	III	5,69	5,78	1,23	-	-	4,46	4,46	0,26	365	26,0	27,3	1,05
	IV	7,21	7,80	2,15	-	-	5,06	5,06	0,30	300	20,5	20,5	1,00
2	V	3,38	3,59	0,26	-	-	3,12	3,12	0,18	580	53,0	53,0	1,00
	VI	8,29	8,69	3,50	-	-	4,79	4,79	0,28	450	35,0	39,4	1,12
	VII	8,11	8,62	2,41	-	-	5,70	5,70	0,33	440	23,2	22,4	0,97
	VIII	9,59	10,05	5,10	0,21	35	4,28	4,49	0,26	430	43,0	46,2	1,07
3	IX	3,47	3,54	0,28	0,13	154	3,06	3,19	0,19	460	53,5	43,0	0,80
	X	6,12	6,41	2,16	0,33	167	3,63	3,96	0,23	380	40,5	42,5	1,05
	XI	7,04	7,27	1,74	-	-	5,30	5,30	0,31	400	25,8	25,0	0,97
	XII	9,29	9,56	4,86	0,12	0,4	4,31	4,43	0,25	400	37,6	46,0	1,26

+) Rückkriechen

$$++ c_t = \Delta c_0' = c_0 + \Delta c_t'$$

$$t = t_y$$

1,04
1.M.

Tabelle 35.

Biegedruck - Prüfungen

Stützenversuch A II								Stützenversuch A III								Stützenversuch A IV							
Betonalter = 65 Tage								Betonalter = 73 Tage								Betonalter = 63 Tage							
$\beta_w = 434,0 \text{ kp/cm}^2$; $\beta_p = 389,0 \text{ kp/cm}^2$								$\beta_w = 461,0 \text{ kp/cm}^2$; $\beta_p = 371,0 \text{ kp/cm}^2$								$\beta_w = 436,3 \text{ kp/cm}^2$; $\beta_p = 317,0 \text{ kp/cm}^2$							
$F = 150 \text{ cm}^2$; $\varepsilon_2 = 0$								$F = 150 \text{ cm}^2$; $\varepsilon_2 = 0$								$F = 150 \text{ cm}^2$; $\varepsilon_2 = 0$							
$\sigma_{0B} = 269,0 \text{ kp/cm}^2$; $\frac{\sigma_{0B}}{\beta_w} = 0,620$								$\sigma_{0B} = 257,0 \text{ kp/cm}^2$; $\frac{\sigma_{0B}}{\beta_w} = 0,5575$								$\sigma_{0B} = 240,0 \text{ kp/cm}^2$; $\frac{\sigma_{0B}}{\beta_w} = 0,550$							
$Q_0 = \frac{\sigma_0}{\sigma_{0B}}$								$\alpha_{om}^w = \frac{\sigma_0}{\beta_w}$								$\alpha_{om}^p = \frac{\sigma_0}{\beta_p}$							
$\eta = \frac{e}{k} = \frac{6 \cdot e}{d}$																							
σ_0 kp/cm ²	ε_1 ‰	e cm	Q_0	α_{om}^w	α_{om}^p	η	$0,5 - \frac{e}{d}$	σ_0 kp/cm ²	ε_1 ‰	e cm	Q_0	α_{om}^w	α_{om}^p	η	$0,5 - \frac{e}{d}$	σ_0 cm	ε_1 ‰	e cm	Q_0	α_{om}^w	α_{om}^p	η	$0,5 - \frac{e}{d}$
10,0	0,074	2,5	0,0372	0,0230	0,0251	1,00	0,3334	10,0	0,080	2,80	0,0389	0,0240	0,0269	1,12	0,3134	20,0	0,125	2,30	0,0834	0,0458	0,0631	0,920	0,3467
46,67	0,309	2,22	0,1735	0,1070	0,1175	0,89	0,3520	33,34	0,265	2,54	0,1295	0,0715	0,0899	1,015	0,3310	46,7	0,277	2,14	0,195	0,1068	0,1473	0,855	0,3574
86,67	0,716	2,04	0,3225	0,200	0,2180	0,816	0,3640	60,0	0,475	2,44	0,2340	0,1285	0,1617	0,975	0,3373	86,7	0,545	2,01	0,361	0,198	0,2735	0,805	0,3660
126,67	1,125	1,89	0,4700	0,2910	0,3193	0,756	0,3740	93,33	0,775	2,41	0,3630	0,200	0,2515	0,964	0,3393	133,3	0,936	1,85	0,556	0,305	0,4204	0,740	0,3767
166,67	1,594	1,72	0,6190	0,3830	0,4183	0,688	0,3853	133,34	1,170	2,33	0,5130	0,286	0,3594	0,932	0,3447	173,3	1,429	1,62	0,723	0,397	0,5466	0,647	0,3920
186,67	1,875	1,61	0,6940	0,4280	0,4691	0,644	0,3927	186,67	1,830	2,16	0,7260	0,400	0,5031	0,864	0,3560	186,7	1,674	1,52	0,777	0,428	0,5889	0,608	0,3986
206,67	2,185	1,47	0,7690	0,4750	0,5193	0,588	0,4020	220,00	2,450	1,92	0,8550	0,4720	0,5929	0,768	0,3720	200,0	1,897	1,40	0,834	0,457	0,6308	0,560	0,4066
220,0	2,440	1,35	0,8190	0,5060	0,5528	0,540	0,4100	240,00	2,960	1,69	0,9340	0,5150	0,6468	0,676	0,3873	213,3	2,098	1,28	0,887	0,488	0,6727	0,512	0,4146
233,33	2,710	1,20	0,8665	0,534	0,5863	0,480	0,4200	246,67	3160	1,57	0,9600	0,5270	0,6648	0,628	0,3953	226,7	2,500	1,11	0,945	0,518	0,7150	0,444	0,4260
240,0	2,885	1,09	0,8940	0,551	0,6030	0,436	0,4273	250,0	3280	1,47	0,9730	0,5360	0,6733	0,588	0,4020								
246,67	3,070	0,97	0,9200	0,567	0,6198	0,388	0,4354																
253,33	3,315	0,72	0,9410	0,582	0,6365	0,288	0,4520																

Tabelle 36

Biegedruck - Prüfungen

Stützenversuch: KI

Betonalter: 28 Tage

 $\beta_w = 358 \text{ kp/cm}^2$; $\beta_p = 298 \text{ kp/cm}^2$ $F = 150 \text{ cm}^2$; $\epsilon_2 = 0$ $G_{0B} = 203 \text{ kp/cm}^2$; $\frac{G_{0B}}{\beta_w} = 0,567$

Stützenversuch: KI

Betonalter: Tage

 $\beta_w = \text{kp/cm}^2$; $\beta_p = \text{kp/cm}^2$ $F = \text{cm}^2$; $\epsilon_2 = 0$ $G_{0B} = \text{kp/cm}^2$; $\frac{G_{0B}}{\beta_w} =$

$$\rho_0 = \frac{G_0}{G_{0B}}$$

$$\alpha_{om}^w = \frac{G_0}{\beta_w}$$

$$\alpha_{om}^p = \frac{G_0}{\beta_p}$$

$$\eta = \frac{e}{k} = \frac{6 \cdot e}{d}$$

Last- stufe	Belast. [kp]	G_0 [kp/cm ²]	ϵ_1 [‰]	e [cm]	ρ_0	α_{om}^w	α_{om}^p	η	$0,5 - \frac{e}{d}$	Last- stufe	Belast. [kp]	G_0 [kp/cm ²]	ϵ_1 [‰]	e [cm]	ρ_0	α_{om}^w	α_{om}^p	η	$0,5 - \frac{e}{d}$
1	1500	10		2,84	0,0493	0,0230	0,0336	1,135	0,3108										
3	4500	30	0,138	2,61	0,148	0,8350	0,1005	1,044	0,3260										
5	7500	50	0,286	2,45	0,246	0,140	0,1680	0,980	0,3367										
7	10500	70	0,487	2,34	0,345	0,195	0,235	0,936	0,3440										
9	13500	90	0,694	2,26	0,443	0,251	0,302	0,904	0,3493										
11	16500	110	0,923	2,18	0,542	0,307	0,369	0,872	0,3547										
13	19500	130	1,192	2,09	0,640	0,363	0,436	0,836	0,3607										
15	22500	150	1,537	1,97	0,740	0,419	0,504	0,788	0,3687										
17	25500	170	1,951	1,81	0,838	0,474	0,570	0,724	0,3793										
18	27000	180	2,227	1,71	0,887	0,503	0,605	0,684	0,3860										
19	28500	190	2,625	1,53	0,936	0,530	0,638	0,612	0,3980										

Tabelle 37

Biegedruck - Prüfungen

Stützenversuch: LKI

Betonalter: 28 Tage

 $\beta_w = 301 \text{ kp/cm}^2$; $\beta_p = 240 \text{ kp/cm}^2$ $F = 150 \text{ cm}^2$; $\epsilon_2 = 0$ $G_{08} = 105 \text{ kp/cm}^2$; $\frac{G_{08}}{\beta_w} = 0,615$

Stützenversuch: LKI

Betonalter: 325 Tage

 $\beta_w = 334 \text{ kp/cm}^2$; $\beta_p = - \text{ kp/cm}^2$ $F = 150 \text{ cm}^2$; $\epsilon_2 = 0$ $G_{08} = 199 \text{ kp/cm}^2$; $\frac{G_{08}}{\beta_w} = 0,536$

$$\rho_0 = \frac{G_0}{G_{08}}$$

$$\alpha_{om}^w = \frac{G_0}{\beta_w}$$

$$\alpha_{om}^p = \frac{G_0}{\beta_p}$$

$$\eta = \frac{e}{k} = \frac{6 \cdot e}{d}$$

Last- stufe	Belast. [Mp]	G_0 [kp/cm ²]	ϵ_1 [‰]	e [cm]	ρ_0	α_{om}^w	α_{om}^p	η	$0,5 - \frac{e}{d}$	Last- stufe	Belast. [Mp]	G_0 [kp/cm ²]	ϵ_1 [‰]	e [cm]	ρ_0	α_{om}^w	α_{om}^p	η	$0,5 - \frac{e}{d}$
V	0,9	6,00	0,047	2,82	0,032	0,020	0,024	1,127	0,312	V	1,5	9,90	0,057	2,098	0,049	0,029		1,190	0,3015
1	3,0	20,00	0,155	2,51	0,108	0,067	0,081	1,005	0,339	1	4,5	29,70	0,186	1,848	0,149	0,089		0,740	0,3767
2	7,0	46,67	0,345	2,29	0,253	0,155	0,189	0,915	0,348	2	7,5	49,50	0,319	1,868	0,248	0,149		0,747	0,3755
3	11,0	73,33	0,544	2,20	0,396	0,243	0,296	0,880	0,353	3	10,5	69,31	0,467	1,868	0,348	0,208		0,747	0,3755
4	15,0	100,00	0,773	2,09	0,541	0,332	0,420	0,836	0,361	4	13,5	89,11	0,629	1,710	0,447	0,267		0,684	0,3840
5	19,0	126,67	1,013	1,92	0,685	0,421	0,511	0,768	0,372	5	16,5	108,91	0,810	1,669	0,546	0,329		0,667	0,3888
6	22,0	146,67	1,375	1,77	0,793	0,486	0,591	0,710	0,382	6	17,5	128,71	0,964	1,648	0,645	0,386		0,659	0,3905
7	24,0	160,00	1,540	1,65	0,864	0,532	0,646	0,658	0,390	7	22,5	148,51	1,179	1,555	0,743	0,446		0,622	0,3963
8	26,0	173,33	1,923	1,38	0,939	0,576	0,700	0,550	0,408	8	25,5	163,32	1,452	1,479	0,847	0,505		0,592	0,4013
9	26,5	176,67	2,040	1,31	0,956	0,587	0,713	0,523	0,419	9	28,5	188,12	1,857	1,205	0,945	0,565		0,482	0,4157
10	27,0	180,00	2,212	1,18	0,973	0,597	0,725	0,482	0,419										
11	27,5	183,33	2,355	1,07	0,991	0,610	0,740	0,428	0,427										

Tabelle 38

Betonzusammensetzung der verschied. Versuche

Versuch	Herstellung	Zuschläge							Zement			Wasser		rechn.	
		Norman- sand I						Gesamt:						Festraum-	
Bezeichnung	Datum:	0-0,2 kg/m ³	0,2-1 kg/m ³	0-3 kg/m ³	3-7 kg/m ³	7-15 kg/m ³	15-30 kg/m ³	kg/m ³	Güteklasse Bezeichnung	Menge kg/m ³	Lieferung vom Datum:	Menge kg/m ³	W/Z -	Gewicht kg/m ³	Bemerk.
A I	26.7.1965	57		555	680	558		1850	PZ 275	291	23.7.1965	209	0,72		
A II	2.8.1965	57		549	672	552		1830	PZ 275	332	23.7.1965	202	0,61		
A III	9.8.1965	57		554	678	556		1845	PZ 275	314	23.7.1965	185	0,59		
A IV	12.10.1965	87		516	638	533		1774	PZ 275	325	26.8.1965	214	0,66		
K I	25.8.1965	95		555	685	573	-	1908	PZ 275	296	23.7.1965	174	0,59		
K II	26.10.1965	95		548	680	567		1890	PZ 275	302	14.9.1965	180	0,60		
K III	8.2.1967			509	509	434	363	1815	PZ 275	397	10.1.1967	200	0,505		
Es wurden bei allen Versuchen Zuschläge der GRUBE RIEMENSCHNEIDER WATENBÜTTEL verwendet.															

Zementprüfung nach DIN 1164

Bemerkungen:	Versuch - Nr.:	AI	AII	AIII	AIV		KI	KII	KIII		
	Lieferwerk:	Portlandzementwerk Germania AG Misburg					Norddeutsche Portland-Cementfabriken Werk Allemania Høver / Hann.				
	Zementart u. Gütekl.		PZ 275		PZ 275		PZ 275	PZ 275	PZ 275		
	Lieferdatum:		23.7.1965		10.10.65		25.8.65	10.10.65	5.2.67		
	Datum d. Herstellg.		29.7.1965		31.10.65		26.8.65	31.10.65	17.2.67		
Versuchsergebnisse und Einflüsse	Uhrzeit d. Herstellg.		12 ¹⁰		10 ⁰⁰		12 ³⁰	10 ⁰⁰	11 ⁰⁰		
	Wasserzusatz (Gew%)		2,8		26,7		27	vergl.	27,4		
	Abbindebeginn n. Std.		3h 16'		2h 16'		2h 17'	unter	3h 35'		
	Abbindeende n. Std.		4h 28'		3h 36'		4h 5'	vers. AII	5h 55'		
	Lufttemperatur in °C		20		20		20		20		
	Wasserzementwert		0,6		0,6		0,6		0,6		
	Ausbreitmaß in cm		17,9		18,4		18,5		17,2		
	Raumbeständigkeit (Koch- u. Dauerpr.)		bestanden		bestanden		bestanden		bestanden		
	Datum d. Prüfung										
	Rohwichte in t/m ³										
- Prüfungen	nach 1 Tag	Biegezugfestgt. kp/cm ²									
		Druckfestgt. kp/cm ²									
		Datum d. Prüfung									
		Rohwichte in t/m ³									
	nach 3 Tagen	Biegezugfestgt. kp/cm ²									
		Druckfestgt. kp/cm ²									
		Datum d. Prüfung									
		Rohwichte in t/m ³									
	nach 7 Tagen	Biegezugfestgt. kp/cm ²									
		Druckfestgt. kp/cm ²									
		Datum d. Prüfung		5.8.1965		8.11.65		2.9.65		24.2.67	
		Rohwichte in t/m ³		2,183		2,292		2,275		2,259	
	nach 28 Tagen	Biegezugfestgt. kp/cm ²		53		65,3		102,5		62,4	
		Druckfestgt. kp/cm ²		282		360,8		349		321	
		Datum d. Prüfung		26.8.1965		29.11.65		23.9.65		17.3.67	
		Rohwichte in t/m ³		2,242		2,294		2,268		2,248	
		Biegezugfestgt. kp/cm ²		109		78,3		108		81,7	
		Druckfestgt. kp/cm ²		426		496,8		427		406	

Frischbetoneigenschaften

Bemerkungen	Versuch - Nr.:	AI	AII	AIII	AIV		KI	KII	KIII		
	Datum d. Herstellg.	26.7.65	2.8.65	9.8.65	12.10.65		25.9.65	26.10.65	8.2.67		
	Uhrzeit d. Herstellg.	10 ⁰⁰ -11 ⁴⁰	10 ⁰⁰ -11 ³⁰	10 ⁰⁰ -11 ⁴⁵	11 ³⁰ -13 ⁰⁰		11 ³⁰ -14 ⁴⁵	10 ³⁰ -12 ⁰⁰	10 ⁰⁰ -11 ³⁰		
Wasserzementwert	Sollwert:	0,72	0,61	0,59	0,66		0,59	0,597	0,505		
	Darrprobe:	8,9%	8,0%	7,5%	8,1		7,3%	7,6%	8,3%		
Verdichtungsart	Verdichtungsart:	Innenrüttler				15 sec.					
	Setzmaß in mm	33	32	10	25		10	10	30		
	Ausbreitmaß in cm	46,5	43,5	41,5	41		42	41	37,5		
Luftgehalt am Manometer in %	Luftgehalt am Manometer in %	1,5	1,7	1,45	3,0		2,0	1,5	1,4		
	Luftgehaltprüfg. t/m ³	2,325	2,322	2,312	2,319						
	3 Würfel 20cm in t/m ³	2,350	2,341	2,301	2,325		2,363	2,372	2,413		
Frischbetonraumgewicht aus	3 Zylinder 15/20cm in t/m ³	2,890	2,363	2,330							
	Luftgeh.-Prüfg. in t/m ³										
	Soll lt. Mischrezept. in t/m ³										
Frischbetonfestraumgev											
Bemerkung:											

Tabelle 40

Eigenschaften der Bewehrungsstähle

Bewehrungsart	Nennwerte		Ergebnisse der Stahlprüfung										Bemerkungen Tag der Prüf. 8. 7. 1965
	Stab- Ø	Stahl- güte	Gemess. Stab-Ø Einzel- wert	Mittel- wert	Querschnitt Einzel- wert	Mittel- wert	Streckgrenze Einzel- wert	Mittel- wert	Zugfestigkeit Einzel- wert	Mittel- wert	Bruchdehnung δ_{10} Einzel- wert	Mittel- wert	
	mm		mm	mm	cm ²	cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²	%	%	
Umschnürung	2	St I	2,065		0,0337				4490		19,0		Die Streckgrenze prägt sich nicht deutlich genug auf da die geringe Meßlänge die Anbringung des Meßgerätes unmög- lich macht. Umschnürung be- [Stütze A...
			2,080		0,0340				4059		22,5		
			2,090	2,077	0,0343	0,0340			4190	4253	19,5	20,7	
			2,075		0,0340				4271		21,5		
			2,075		0,0340				4253		21,0		
Längsbewehrung	7	St I	6,98		0,3826		3157		3999		25,0		Längsbewehrung in Stütze AI + A III
			7,00		0,3843	0,3868	3157		4031		24,3		
			6,88	7,02	0,3718		3093	3009	3991	3891	25,4	25,6	
			7,30		0,4185		2597		3529		26,7		
			6,92		0,3761		3042		3906		26,8		
	8	St I	8,11		0,5166		3097		3871		29,6		Längsbewehrung in Stütze A IV Prüfung der Stähle am 1. 12. 1965
			8,11		0,5166		3058		3871		29,4		
			8,07	8,11	0,5115	0,5163	3206	3111	3910	3873	30,9	29,6	
			8,12		0,5178		3013		3862		30,9		
			8,13		0,5191		3179		3853		29,4		

Tabelle 41 Eigenschaften der Bewehrungsstähle

Bewehrungsart	Nennwerte		Ergebnisse der Stahlprüfung										Bemerkungen Tag der Prüfung 1. 12. 65
	Stab- Ø	Stahl- güte	Gemess. Einzel- wert	Stab-Ø Mittel- wert	Querschnitt Einzel- wert	Mittel- wert	Streckgrenze Einzel- wert	Mittel- wert	Zugfestigkeit Einzel- wert	Mittel- wert	Bruchdehnung δ_{10} Einzel- wert	Mittel- wert	
	mm		mm	mm	cm ²	cm ²	kp/cm ²	kp/cm ²	kp/cm ²	kp/cm ²	%	%	
Querbewehrung	5	St I	5,45		0,237		3502		4726		14,06		
			5,49		0,237		3487		4536		14,50		
			5,51	5,48	0,237	0,237	3439	3499	4430	4582	14,06	14,24	Bügelbewehrung
			5,45		0,237		3544		4662		14,06		der Stütze K II
			5,48		0,237		3523		4557		14,50		
	6	St I	6,40		0,322		3494		4314		15,50		
			6,36		0,322		3571		4301		16,00		
			6,41	6,40	0,322	0,322	3500	3549	4295	4317	12,50	14,60	Bügelbewehrung
			6,46		0,322		3720		4435		12,50		der Stütze K I
			6,37		0,322		3360		4239		1650		
Längsbewehrung	12	St I	12,15		1,169		2412		3512		31,10		
			12,18		1,169		2739		3931		32,80		
			12,23	12,17	1,169	1,165	2857	2665	3952	3789	32,00	32,50	Längsbewehrung
			12,13		1,150		2526		3587		33,10		der Stütze K II
			12,16		1,169		2742		3961		33,60		
	14	St I	14,11		1,561		2719		3924		34,00		
			14,10		1,561		2745		3908		34,80		
			14,11	14,11	1,561	1,561	2723	2735	3904	3922	34,80	34,20	Längsbewehrung
			14,11		1,561		2739		3959		34,00		der Stütze K I
			14,12		1,561		2751		3917		33,33		

Tabelle 42 : Eigenschaften der Bewehrungsstähle

Bewehrungsart	Nennwerte		Ergebnisse der Stahlprüfung										Bemerkungen Tag der Prüfung 1.11.1966
	Stab- Ø	Stahl- güte	Gemess. Einzel- wert	Stab-Ø Mittel- wert	Querschnitt Einzel- wert	Mittel- wert	Streckgrenze Einzel- wert	Mittel- wert	Zugfestigkeit Einzel- wert	Mittel- wert	Bruchdehnung Einzel- wert	Mittel- wert	
	mm		mm	mm	cm ²	cm ²	kp/cm ²	kp/cm ²	kp/cm ²	kp/cm ²	%	%	
Bügelbewehrung	6	III	6,02		0,2842		4727		5375		13,3		
			6,04	6,03	0,2863	0,2849	"		5410		15,0		
			6,02		0,2842		"	4727	5392	5399	13,3	13,48	Bügelbewehrung
							"		5410		13,3		in Stütze K III
							"		5410		15,0		
Längsbewehrung	12	III	12,02		1,1367		4935		5605		14,2		
			12,02	12,02	"	1,1347	"		5613		14,6		Längsbewehrung
			12,02		"		"	4935	5605	5614	15,8	14,7	in Stütze K III
							"		5631		14,2		

$$*) v = \frac{m}{h} \cdot \frac{1}{h-1}$$

$$*) u = \frac{v}{m}$$

Betonprüfungen: Festigkeit, E-Modul u. Raumgewicht

Bemerkungen:	Versuch-Nr.:	AI		AII		AIII		AIV		
	Datum d. Herstllo:	26.7.65		2.8.65		7.8.65		20.10.65		
	Uhrzeit d. Herstllo:									
	Lagerungsart:	1. Tag Feuchtgehalten durch Abdecken mit nassen Säckchen 2. bis 8. Tag Nebelraum 20°C 100% relative Luftfeuchtigkeit 8. Tag bis zum Prüftag Klimaraum 20°C 65% rel. Luftfeuchtigkeit								
Festigkeiten	Prüfalter in Tagen:	28	44	29	65	28	73	80 ^{10x10x10}	29	71
	β_{wi} in kp/cm^2 :	328	362	425	415	405	460	398	396	441,3
		362	365	435	445	400	467	379	416	425
		350		417,5	442	392	455	397	394	442,5
	β_{wm} in kp/cm^2 :	346	363,5	426	434	399	461	391	402	436,3
	v in %:	5,00	0,58	1,81	3,81	1,58	1,30	2,73	3,02	2,24
	u in %:	2,89	0,41	1,05	2,20	0,91	0,75	1,57	1,74	1,29
	Prüfalter in Tagen:	28	44	29	65	28	73			
	β_{zi} in kp/cm^2 :	284	353	389,4	368	349	335			
		301	373	378,8	371	351	381			
Verhältnisse		304	346	377,1	368	329	282			
	β_{zm} in kp/cm^2 :	297	357	382	369	343	333			
	v in %:	3,63	3,93	4,37	0,47	3,54	1,55			
	u in %:	2,10	2,27	2,58	0,27	2,05	0,89			
	Maße in cm:	15x10x20	15x15x60			15x15x70				
	Prüfalter in Tagen:	28	44	29	65	28	73		29	
	β_{pi} in kp/cm^2 :	238	317	334	389	327	371		317	
		280	305	357	354	324			293	
		303	310	371	387	338			281	
	β_{pm} in kp/cm^2 :	273,7	310,7	354,3	376,7	329,7	355		297	
Raumgewichte	Maße in cm:				15x10x70					
	Prüfalter in Tagen:	28	44	29	65	28	73		29	63
	σ_{wi} in kp/cm^3 :	37,3	36,5	45,7	55,5	44,0	59,0		43,6	49,1
		42,6		47,3	50,5	43,0	57,0		27,2	50,7
	σ_{wm} in kp/cm^3 :	40,0	34,5	46,6	53,0	43,5	58,0		35,4	49,9
	v in %:	9,40		2,12	6,72	1,63	2,44		3,14	2,27
	u in %:	6,66		1,50	1,76	1,15	1,73		2,22	2,10
	β_{zm}/β_{wm} :	0,86	0,98	0,90	0,83	0,86	0,73			
	β_{pm}/β_{wm} :	0,79	0,856	0,832	0,868	0,826	0,77		0,735	
E-Modul	σ_{wm}/β_{wm} :	0,116	0,101	0,109	0,124	0,110	0,126		0,088	0,115
	σ_{pm}/β_{pm} :	0,146	0,117	0,132	0,141	0,132	0,163		0,119	
	E_t in kp/cm^2 :									
	E_s in kp/cm^2 :	273573	200640	233722	290376	264025	231936		315973	325000
	γ_i in t/m^3 :	2,316	2,250	2,340	2,311	2,324	2,300	2,350	2,310	2,303
		2,341	2,310	2,306	2,313	2,328	2,298	2,370	2,320	2,304
		2,323		2,306	2,302	2,314	2,300	2,370	2,300	2,311
	γ_m in t/m^3 :	2,327	2,295	2,317	2,309	2,322	2,300	2,363	2,320	2,306
	γ_i in t/m^3 :	2,270	2,270	2,334	2,280	2,320	2,240			
		2,280	2,280	2,317	2,310	2,290	2,300			
Raumgewichte		2,290	2,250	2,321	2,280	2,290	2,320			
	γ_m in t/m^3 :	2,280	2,267	2,324	2,290	2,300	2,283			
		2,228	2,250	2,256	2,270		2,280		2,280	
			2,210							
	γ_i in t/m^3 :									
	γ_m in t/m^3 :	2,228	2,230	2,256	2,270		2,280		2,250	

$$*) V = \frac{1}{m} \sqrt{\frac{\sum(m-i)^2}{n-1}}$$

$$*) u = \frac{V}{\sqrt{m}}$$

Betonprüfungen: Festigkeit, E-Modul u. Raumgewicht

Bemerkungen:	Versuch-Nr.:	KI		KII		KIII			
	Datum d. Herstellg.:	25.8.65		26.10.65		8.2.67			
	Uhrzeit d. Herstellg.:	11 ³⁰ -14 ⁴⁵		10 ¹⁰ -12 ⁰⁰		11 ⁰⁰ -12 ⁰⁰			
	Lagerungsart:	Bis 1. Tag feuchtgehalten durch Abdecken mit nassen Säcken 2. bis 7. Tag Nebelraum, 20°C, 95 + 100 % relat. Luftfeuchtigkeit 8. Tag bis zum Prüftag, Lagerung im Keller, ca. 20°C, i.H. 55% rel. f.							
Festigkeiten	Prüfalter in Tagen:	28	289	28	322	7	22	28	38
	β_{Wi} in kp/cm^2 :	357	425	458	554	492	507	565	558
		332	425	475	533	493	542	555	561
		385		435	543	515	533	557	567
	β_{Wm} in kp/cm^2 :	358	425	456	543	500	527	559	562
	V^* in %:								
	U^* in %:								
	Prüfalter in Tagen:								
	β_{Zi} in kp/cm^2 :								
	β_{Zm} in kp/cm^2 :								
Festigkeiten	V in %:								
	U in %:								
	Maße in cm:	15 * 15 * 70		15 * 15 * 70		15 * 15 * 70		15 * 15 * 70	
	Prüfalter in Tag:		289	28	322			28	38
	β_{Pi} in kp/cm^2 :		279	362	400			443	450
				358	416			472	
				356	407			427	
	β_{Pm} in kp/cm^2 :		279	359	408			447	450
	Maße in cm:	15 * 10 * 70		15 * 10 * 70		15 * 10 * 70		15 * 10 * 70	
	Prüfalter in Tagen:	28	289	28	322			28	
Festigkeiten	σ_{ui} in kp/cm^2 :	38	62	41	73			49,5	
			65	42	77			47	
	σ_{um} in kp/cm^2 :	38	64	42	75			48	
	V in %:								
	U in %:								
	β_{zm} / β_{wm} :								
	β_{pm} / β_{wm} :		0,66	0,79	0,75			0,80	
	σ_{um} / β_{wm} :		0,15	0,092	0,14			0,036	
	σ_{um} / β_{pm} :		0,23	0,12	0,18			0,107	
E-Modul	E_t in kp/cm^2 :								
	E_s in kp/cm^2 :	288 000	316 000	330 000	361 000			355 000	
Raumgewichte	γ_i in t/m^3 :	2,30	2,29	2,36	2,32	2,36	2,36	2,36	2,36
		2,34	2,29	2,38	2,34	2,36	2,36	2,36	2,36
		2,32		2,33	2,33	2,37	2,36	2,36	2,36
	γ_m in t/m^3 :	2,32	2,29	2,36	2,33	2,36	2,36	2,36	2,36
	γ_i in t/m^3 :								
	γ_m in t/m^3 :								
	γ_i in t/m^3 :	2,25	2,22	2,29	2,22			2,32	2,33
			2,23	2,27	2,31			2,33	
			2,21	2,31	2,38			2,34	
			2,22	2,29	2,30			33	2,33

Tabelle 45

E.-Modul - Prüfungen

Stützenversuch	A I				A II				A III				A IV			
Betonalter (Tage)	28		44		29		65		28		73		29			
β_w (kp/cm ²)	346,0		363,5		426,0		434,0		399,0		461,0		402			
β_p (kp/cm ²)	238,0		311,0		334,0		389,0		327,0		371,0		317			
β_p/β_w -	0,69		0,86		0,78		0,90		0,82		0,81		0,79			
Laststufen	σ kp/cm ²	E ‰	σ kp/cm ²	E ‰	σ kp/cm ²	E ‰	σ kp/cm ²	E ‰	σ kp/cm ²	E ‰	σ kp/cm ²	E ‰	σ kp/cm ²	E ‰	σ kp/cm ²	E ‰
V	14,70	0,048	16,0	0,0578	17,02	0,053	18,44	0,0556	16,40	0,0560	17,78	0,0596	15,55	0,051		
1	44,09	0,159	48,2	0,1763	51,07	0,178	55,33	0,1851	49,30	0,180	55,56	0,1974	46,67	0,149		
2	73,48	0,291	80,3	0,3135	85,11	0,311	92,22	0,3374	82,20	0,328	93,33	0,3499	77,78	0,2671		
3	102,87	0,4224	112,4	0,4560	119,16	0,4627	129,11	0,5011	115,10	0,4923	131,11	0,5160	108,89	0,388		
4	14,70	0,1064	16,0	0,1098	17,02	0,1212	18,44	0,1166	16,40	0,1284	17,78	0,1233	15,55	0,0863		
5	14,70	0,1091	16,0	0,1268	17,02	0,1298	18,44	0,1284	16,40	0,1344	17,78	0,1376	15,55	0,1156		
6	44,09	0,2106	48,2	0,2360	51,07	0,240	55,33	0,2651	49,30	0,257	55,56	0,2679	46,67	0,200		
7	73,48	0,3224	80,3	0,3533	85,11	0,361	92,22	0,3906	82,20	0,380	93,33	0,4065	77,78	0,3079		
8	102,87	0,4256	112,4	0,4703	119,16	0,4998	129,11	0,5095	115,10	0,507	131,11	0,5395	108,89	0,411		
9	132,27	0,5505	144,6	0,6160	153,20	0,6295	166,0	0,647	148,0	0,636	168,89	0,7101	140,0	0,540		
10	161,66	0,7027	176,7	0,7733	187,24	0,7927	202,89	0,814	180,9	0,815	206,67	0,903	171,11	0,6779		
11	191,24	0,8734	208,8	0,9535	221,29	0,9673	239,69	1,0636	213,9	1,015	244,44	1,1538	202,22	0,8594		
12	220,45	1,0734	241,6	1,1715	255,33	1,1658	276,67	1,3064	246,7	1,2627	281,77	1,4270	233,33	1,0734		
13	249,84	1,3172	273,1	1,4468	289,37	1,4087	313,56	1,6209	279,6	1,5519	320,00	1,7498	264,44	1,4726		
14	279,23	1,5893	305,2	1,8773	323,41	1,7750	350,44	1,977	322,4	1,9917	357,78	2,2987	280,00	1,8536		
15																

Tabelle 46

E-Modul - Prüfungen

Stützenversuch	K II				K II											
Betonalter (Tage)	28	P1	28	P2	322	P4	322	P5								
β_W (kplcm ²)	456				543											
β_P (kplcm ²)	359				408											
$\frac{\beta_P}{\beta_W} =$	0,79				0,75											
Laststufen	G kplcm ²	E ‰	G kplcm ²	E ‰	G kplcm ²	E ‰	G kplcm ²	E ‰	G kplcm ²	E ‰	G kplcm ²	E ‰	G kplcm ²	E ‰	G kplcm ²	E ‰
V	17,78	0,048	17,78	0,048	19,74	0,053	19,74	0,051								
1	53,33	0,114	53,33	0,109	59,21	0,168	59,21	0,157								
2	88,89	0,233	88,89	0,229	98,68	0,282	98,68	0,271								
3	124,44	0,373	124,44	0,361	138,16	0,420	138,16	0,398								
4	17,78	0,054	17,78	0,056	19,74	0,085	19,74	0,075								
5	17,78	0,061	17,78	0,065	19,74	0,094	19,74	0,079								
6	53,33	0,179	53,33	0,175	59,21	0,198	59,21	0,183								
7	88,89	0,283	88,89	0,289	98,68	0,314	98,68	0,295								
8	124,44	0,387	124,44	0,389	138,16	0,431	138,16	0,403								
9	160,00	0,519	160,00	0,520	177,63	0,558	177,63	0,542								
10	195,56	0,667	195,56	0,668	217,11	0,697	217,11	0,677								
11	231,11	0,860	231,11	0,822	256,53	0,872	256,53	0,834								
12	266,67	1,048	266,67	1,017	296,05	1,026	296,05	0,990								
13	302,22	1,298	302,22	1,240	335,53	1,234	335,53	1,190								
14	320,00	1,483	320,00	1,404	375,00	1,483	375,00	1,454								
15	337,78	1,702	337,78	1,600	394,74	1,690	394,74	1,650								
16	355,56	2,174			414,47	2,006										
17																
18																

Tabelle 47																					
Lfd. Nr.	Named Versuchsführender	Bez. d. Versuch	Abmessungen d. Versuchskörpers				Beton	Stahl		bezogene Ausm.		Knicklast	Alter	Dauer des Versuchs	R_p/R_w	Durchbiegung bei N_k	Querschnitt	Sonstiges	Literatur		
			L_k	b	d	h'	β_w	β_s	$\mu-\mu'$	$m_{Kopf, Fuß}$	m_{Mittel}	N_k									
			[m]	[m]	[m]	[m]	[Mpl/m ²]	[Mpl/m ²]	[%]			[Mp]					[cm]				
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20		
1		V	7	2,10	0,160	0,140	0,023	2380	29500	1,000	0,000	0,223	48,20 45,70	45 47	2 ¹⁶ ₀₇ 06' 207 07'	0,761	für P_K	Rechteck	Für Reihe 9 und 17	Deutsche	
3	GEHLER		8	2,80	"	"	"	3040	"	"	"	4,308	48,99 45,47	49 50	4 ¹⁰ ₂₀ 05' 280 05'	0,826	nicht mit Abschra-	$H = 0,01 P_K$	erfolgte Umrechnung	Ausschuß	
5	UND		9	4,20	"	"	"	2870	"	"	"	0,400	32,73 30,42	47 48	3 ¹⁰ ₁₂₀ 10' 120 05'		angegeben	$s = 1\%$	für Wb.	Stahlbeton	
7	HUTTER		10	5,60	"	"	"	2760	"	"	"	0,600	15,54 10,87	47 48	1 ¹⁰ ₁₂₈ 10' 128 13'				m wurde ermittelt aus	Heft 113	
9	1950/51		11	2,10	"	"	"	2390	"	"	"	0,430	44,09 47,89	45 46	2 ²⁰ ₂₅₅ 10' 255 10'	0,804			$m = 0,00433 \cdot \lambda$	1954	
11			12	2,80	"	"	"	3040	"	"	"	0,606	40,48 41,25	50 52	3 ²⁵ ₂₁₀ 20' 210 10'	0,826		$H = 0,02 P_K$	Alle Versuche als Kurzzeit-	bei Ernst &	
13			13	4,20	"	"	"	3100	"	"	"	0,900	24,07 24,52	44 45	2 ⁰⁸ ₂₀₈ 08' 208 08'	0,846		$s = 2\%$	versuche gefahren	Sohn,	
15			14	5,60	"	"	"	2660	"	"	"	1,204	12,89 11,56	45 47	1 ⁰³ ₁₁₈ 13' 118 28'				$m = 0,00866 \cdot \lambda$	Berlin	
17			15	2,10	"	"	"	2390	"	"	"	0,615	41,00 41,73	43 44	2 ²⁴ ₂₅₀ 14' 250 15'	0,804	$F_{ist} = 16 \times 14$				
19			16	2,80	"	"	"	2380	"	"	"	0,909	26,93 31,34	51 52	1 ²⁰ ₁₅₅ 20' 155 20'	0,761	$- 2 \times 15 \times 13$	$H = 0,03 P_K$			
21			17	4,20	"	"	"	2500	"	"	"	1,350	19,99 17,75	45 46	2 ¹⁰ ₁₅₈ 20' 158 23'		$\approx 220 \text{ cm}^2$	$s = 3\%$	$m = 0,01299 \cdot \lambda$		
23			18	5,60	"	"	"	2560	"	"	"	1,006	10,67 10,28	45 46	0 ⁴⁸ ₀₅₃ 13' 053 13'						
25		V	11	2,94	0,154	0,100	0,013	2520	34100	0,500	1,200	1,200	7,70	—	—	nicht	Rechteck		Deutscher		
26	GAEDE		15	"	"	"	"	3270	29400	"	"	"	9,88	22	1 ⁵⁰ ₀₂ 02'	angegeben	1,75	$F = 10 \times 15,4$	B bis 4,48, E; B bis P_K	Ausschuß	
27	1954		II 4	"	"	"	"	3070	27900	"	3,000	3,000	3,68	11	0 ⁴⁸ ₀₂ 02'		2,80	$= 154 \text{ cm}^2$	B bis 1,08, E; B bis P_K	für Stahlbeton	
28			II 5	"	"	"	"	3220	27800	"	"	"	3,85	3	0 ⁴⁸ ₀₂ 02'		2,35		B bis P_K	B = Belastung	Heft 129/19
29			III 1	3,54	"	"	"	3350	33300	"	"	"	3,40	25	0 ⁰⁸ ₀₁ 01'		3,30		B bis P_K	E = Entlastung	bei
30			III 2	"	"	"	"	2920	33200	"	"	"	3,40	25	0 ²⁷ ₀₁ 01'		4,30		B bis 1,20, E; B bis 2,80, E; B bis P_K	Ernst & Sohn,	
31			III 3	"	"	"	"	2900	33300	"	"	"	3,52	25	0 ²⁰ ₀₁ 01'		4,50		B bis 1,06, E; B bis P_K	Berlin	
32			III 4	"	"	"	"	3960	33200	"	"	"	3,80	15	0 ²⁵ ₀₁ 01'				B bis P_K		
33	HANSON	V	16	3,38	0,181	0,131	0,051	3710	39100	0,425	1,000	1,000	31,20	29	1 ⁵¹ _— —	nicht	$\sim 1,40$	Rechteck	Kurzzeitbelastung	Beton	
34	UND ROSENSTRÖM		26	"	"	0,132	"	4200	"	"	"	"	30,60	28	1 ⁰⁹ _— —	angegeben	$\sim 1,45$		Wb errechnet aus der Prismenfestigkeit K_p aus Prüfkörpern die aus Stütze entnommen sind. $Wb = \frac{K_p}{0,85}$	Vol. 32, No. 3, pp. 247-262	
35	1945/46		36	"	0,183	0,135	"	5000	"	"	"	"	36,60	30	2 ¹⁷ _— —		$\sim 1,93$			Strachidm. 1947	
36		V	LC 5	4,08	0,152	0,152	0,038	3199	31076	1,091	0,280	0,280	46,53	28				Quadrat	Würfel $B' \times B'$	Studies in Reinforced Concrete, VI. The Strength of Long Reinforced Concrete Columns in Short Period Tests to	
37	THOMAS		LC 6	3,62	"	"	"	3494	33325	"	0,250	0,250	45,72	28						Research, Department of Scientific and Industrial Research, Building Research, Technical Paper No. 24	
38	1938		LC 7	3,16	"	"	"	3354	28755	"	0,220	0,220	47,25	28							
39			LC 8	2,25	"	"	"	2925	31849	"	0,160	0,160	48,36	28							
40			LC 9	4,08	"	"	"	2545	31427	"	0,100	0,100	36,68	14							
41			LC 10	3,62	"	"	"	2397	28826	"	0,250	0,250	38,10	14							
42			LC 11	3,16	"	"	"	2376	27630	"	0,220	0,220	42,67	14							
43			LC 12	2,25	"	"	"	2665	28685	"	0,160	0,160	44,71	14							
44			PLC 1	2,53	0,076	0,076	0,020	2390	31638	2,454	0,700	0,700	8,33	28							
45			PLC 2	2,53	"	"	"	2461	31638	"	0,700	0,700	8,23	28							

Lfd. Nr.	Named Versuchs- durch- führenden	Bez. d. Versuchs	Abmessungen d. Versuchskörpers				Beton β_w	Stahl β_s $\mu-\mu'$		bezogene $m_{Kopf, Fuß}$	Knick- last N_K	Alter	Dauer des Versuchs	β_p/β_w	Durchbie- gung bei N_K	Quer- schnitt	Sonstiges	Literatur	
			L_K	b	d	h'													
			[m]	[m]	[m]	[m]	[Mp/m ²]	[Mp/m ²]	[%]		[Mp]				[cm]				
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
46		V Ia	3,21	0,200	0,100		1950	29930	0,800	0,500	siehe	15,50	21,3		0,85		Rechteck	Knickt in Mitte	Eidg. Material-
47		" IIIa	3,21	0,140	0,140		1950	29930	0,800	0,500	Spalt	24,00	28		"			Knickt in 1,80m Höhe	prüfungs-
48	BAU-	" 4A	3,00	0,250	0,250		3860	27700	0,650	1,000		98,00	36		"			Kopfbruch	anstalt an
49	MANN	" 5B	3,23	0,250	0,125		3840	34000	0,300	1,000		35,00	36		"			Knickt in 2,00m Höhe	der E.T.H.
50	1930/33	" 6C	6,51	0,250	0,160		3860	29930	0,400	1,000		23,00			"				Zürich
51		" 7A	2,93	0,250	0,250		2450	27700	0,650	1,000		86,00			"			Knickt in 1,70m Höhe	Bericht No. 89
52		" 8B	3,23	0,250	0,126		2450	34000	0,300	1,000		24,00	39		"			"	Die Knickung
53		" 9C	6,51	0,250	0,162		2450	29930	0,400	1,000		21,00			"			Knickt in Mitte	der Eisen-
54		" 10A	2,93	0,253	0,251		3590	27700	0,650	2,000		70,50	33		"				beton-Scheitel
55		" 11B	3,23	0,252	0,126		3590	34000	0,300	2,000		20,00	48		"			Knickt in Mitte	Zürich,
56		" 12C	6,51	0,250	0,162		3560	29930	0,400	2,000		11,50	48		"			"	Dez. 1934
57		" 13A	2,97	0,247	0,251		3940	27700	0,650	2,000		71,40	43		"				
58		" 14B	3,23	0,248	0,126		3940	34000	0,300	2,000		16,60	43		"			Knickt in 1,30m Höhe	
86	ZU	V 37	4,30	0,145	0,145		3650	29000	0,500	2,000	siehe	12,03	37						
87	RAMBOLL	" 38	"	"	"		4271	"	0,500	5,000	Spalt	4,46	38						
59	ERNST	V 5	0,30	0,152	0,152		2374	36380	0,595	0,750	siehe	43,09							Inelastic
60	HRODAMIR	" 6	0,76	"	"		"	"	"	"	Spalt	41,73							Buckling
61	RIVELAND	" 7	2,29	"	"		"	"	"	"		36,29							of Plain
62	1952	" 8	3,81	"	"		"	"	"	"		29,48							and Reinforced
63		" 9	0,30	"	"		"	"	"	1,500		20,73						Versagen am Fuß	concrete
64		" 10	0,76	"	"		"	"	"	"		25,40						Versagen am Kopf	columns.
65		" 11	2,29	"	"		"	"	"	"		26,40							Plates and
66		" 12	3,81	"	"		"	"	"	"		17,55							Snells
67		" 15	2,29	"	"		"	"	"	2,250		9,07						Versagen am Kopf	University
68		" 16	3,81	"	"		"	"	"	"		11,25						Stahleinslagen haben versagt	of Nebraska
69	RAMBOLL	V 17	1,85	0,180	0,142		3424	29900	0,500	0,498	siehe	58,96							Engineering
70	1949/50	" 18	"	0,181	0,144		3224	"	"	0,498	Spalt	54,35							Table und
71		" 19	"	0,180	0,142		3296	"	"	0,997		47,95							Ultimate
72		" 20	"	0,182	0,143		3320	"	"	0,997		51,95							Strength
73		" 21	"	0,183	0,145		3144	"	"	2,000		29,97							Analysis of
74		" 22	"	0,182	0,144		3176	"	"	2,000		31,21							Long Hinged
75		" 23	"	0,181	"		3200	"	"	4,000		9,59							Reinforced
76		" 24	"	"	"		3000	"	"	4,000		9,58							Concrete
77		" 25	"	0,182	"		3776	"	"	5,000		7,01							columns
78		" 26	"	0,181	0,141		3611	"	"	5,000		6,81							by B. Brons

Lfd. Nr.	Named Versuchs- durch- föhrer	Bez. d. Versuchs	Abmessungen d. Versuchskörpers				Beton β_w	Stahl β_s		Dezogene $m_{Kopf, Fuß}$	m_{Mitte}	Knick- last N_k	Alter	Dauer des Versuchs	β_p/β_w	Durchbie- gung bei N_k	Quer- schnitt	Sonstiges	Literat.
			L_k	b	d	h'													
			[m]	[m]	[m]	[m]	[Mplm ²]	[Mplm ²]	[%]			[Mp]							
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
79	RAMBOLD	V 29	2,90	0,182	0,144		3956	29000	0,500	0,997	siehe	34,02							
80	1949/50	" 30	"	0,182	0,143		3635	"	"	2,000	Spalte 11	20,02							
81	(Forts.)	" 31	"	0,183	0,144		3909	"	"	4,000		7,37							
82		" 32	"	0,183	0,142		3956	"	"	5,000		5,79							
83		" 34	4,30	0,182	0,145		3964	"	"	0,498		41,97							
84		" 35	"	0,183	0,144		3964	"	0,880	0,997		24,02							
85		" 36	"	0,183	0,143		3603	"	0,500	4,000		5,74							
88		V A 7a	1,91	0,254	0,254	0,034	4113	30651	1,240	3,250	siehe	424,3		15-20	Beton-	0,4826	Quadrat	C	A Study
89	HOGNESTAD	" 7b	"	"	"	"	4480	"	"	2,500	Spalte 11	28,8		Last-	qualitat:	0,6604	Längsbe-	C	of
90	1951	" B 7a	"	"	"	"	3264	"	"	"		16,1		stufen,	A=5000	0,6350	wehrungs-	C	Combine
91		" 7b	"	"	"	"	3232	"	"	"		12,5		Versuchs-	p.s.i. \geq	0,6096	$\mu=\mu'=1,24$	C	Bending
92		" C 7a	"	"	"	"	1627	"	"	"		63,96		dauer	39250Mpa	0,7112	$\rightarrow 4 \phi 5/8$	C	C = Versagen durch Druck and Axial
93		" 7b	"	"	"	"	1256	"	"	"		57,52		ungefahr	B=3500	0,6858	$\mu=\mu'=2,40$	C	T = Versagen durch Zug Load in
94		" A 8a	"	"	"	"	4256	"	"	5,000		73,48		1 Stunde	p.s.i. \geq	0,8636	$\rightarrow 4 \phi 7/8$	T	CT = Versagen durch Zug Reinforc.
95		" Bb	"	"	"	"	4480	"	"	"		68,95			28230Mpa	1,0160	Hi-Bond-	T	und Druck Concret.
96		" B 8a	"	"	"	"	3690	"	"	"		70,76			C = 2000	0,8890	Stahl	CT	Member
97		" Bb	"	"	"	"	3408	"	"	"		66,22			p.s.i. \geq	0,8128		CT	by Eivins
98		" C 8a	"	"	"	"	1503	"	"	"		44,91			16520Mpa	0,8128		C	Hognestad
99		" Bb	"	"	"	"	1503	"	"	"		44,91				0,9906		C	Universi
100		" A 9a	"	"	"	"	4004	"	"	7,500		40,37				0,9398		T	of Illinois
101		" 9b	"	"	"	"	4058	"	"	"		41,37				0,9906		T	Bulletin
102		" B 9a	"	"	"	"	3690	"	"	"		42,64				0,8890		T	Illinois
103		" 9b	"	"	"	"	3496	"	"	"		40,60				0,8128		T	1951
104		" C 9a	"	"	"	"	1553	"	"	"		33,11				0,9652		CT	
105		" 9b	"	"	"	"	1429	"	"	"		29,71				0,8890		CT	
106		" A 10a	"	"	"	"	4004	"	"	12,500		20,91				0,7112		T	
107		" 10b	"	"	"	"	4058	"	"	"		19,96				0,6350		T	
108		" B 10a	"	"	"	"	3408	"	"	"		19,73				0,7112		T	
109		" 10b	"	"	"	"	3496	"	"	"		19,96				0,7366		T	
110		" C 10a	"	"	"	"	1900	"	"	"		20,18				0,8890		T	
111		" 10b	"	"	"	"	1462	"	"	"		20,41				0,9652		T	
112		" A 12a	"	"	"	0,038	3320	"	2,400	2,500		42,90				0,5080		C	
113		" 12b	"	"	"	"	3964	"	"	"		47,40				0,5588		C	
114		" B 12a	"	"	"	"	3440	"	"	"		37,40				0,5588		C	
115		" 12b	"	"	"	"	3208	"	"	"		28,80				0,6604		C	

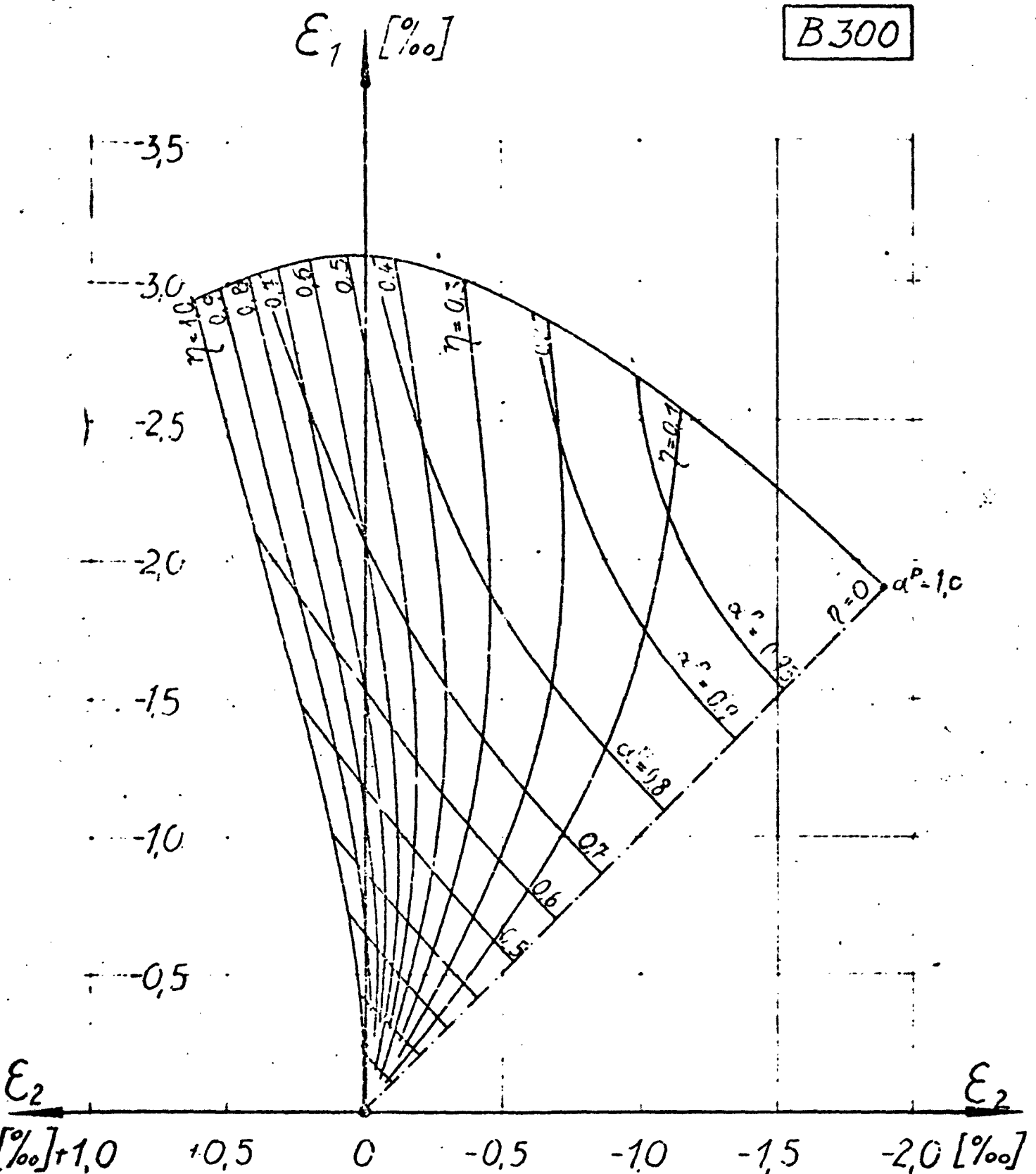
Lfd. Nr.	Named Versuchs- durch- führenden	Bez. d. Versuchs	Abmessungen d. Versuchskörper				Beton	Stahl		bezogene A		Knick- last	Alter	Dauer des Versuchs	β_p/β_w	Durchbie- gung bei N_k	Quer- schnitt	Sonstiges	Literatur	
			L_k	b	d	h'	β_w	β_s	$\mu-\mu'$	$m_{Kopf, Fuß}$	m_{Mittel}	N_k								
			[m]	[m]	[m]	[m]	[Mp/m²]	[Mp/m²]	[%]			[Mp]				[cm]				
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	
116		V C 12a	1,91	0,254	0,254	0,038	1900	30651	2,400	2,500	siehe	114,3				0,6604		C		
117	HOGNESTAD	" 12b	"	"	"	"	1817	"	"	"	Spa	104,3				0,5588		C	C = Versagen durch Druck	
118	1951	" A 13a	"	"	"	"	4200	"	"	5,000		99,79				0,9144		C	T = Versagen durch Zug	
119	(Forts.)	" 13b	"	"	"	"	3807	"	"	"		95,25				0,8636		C	CT = Versagen durch Zug	
120		" B 13a	"	"	"	"	2864	"	"	"		81,65				0,8890		C	und Druck	
121		" 13b	"	"	"	"	3432	"	"	"		93,44				0,8636		C	Bond = Stahl gerissen	
122		" C 13a	"	"	"	"	1900	"	"	"		68,49				0,8382		C		
123		" 13b	"	"	"	"	1710	"	"	"		62,14				0,7112		C		
124		" A 14a	"	"	"	"	4200	"	"	7,500		64,41				0,9398		T		
125		" 14b	"	"	"	"	4004	"	"	"		69,40				1,0922		T		
126		" B 14a	"	"	"	"	2864	"	"	"		62,92				0,7906		CT		
127		" 14b	"	"	"	"	3603	"	"	"		49,89						Bond		
128		" C 14a	"	"	"	"	1611	"	"	"		52,39				0,8636		C		
129		" 14b	"	"	"	"	1710	"	"	"		47,17				0,9398		C		
130		" A 15a	"	"	"	"	4004	"	"	12,50		39,92				1,0668		T		
131		" 15b	"	"	"	"	3807	"	"	"		35,83				0,8890		T		
132		" B 15a	"	"	"	"	3040	"	"	"		33,57				1,0414		T		
133		" 15b	"	"	"	"	3635	"	"	"		38,33				1,0668		T		
134		" C 15a	"	"	"	"	1611	"	"	"		32,89				0,9906		C		
135		" 15b	"	"	"	"	1710	"	"	"		33,79				1,0414		CT		
136 137	GEHLER	V 1	5,60	0,160	0,140	0,020	3180	21000	0,250	0,000	siehe	17,75 19,99	45 46	120 105	45' 20'		nicht	Rechteck	Wb für 4 und 6 für Stahl $\phi 6$	Siehe
138 139	UND	" 2	"	"	"	0,023	3310	29500	1,000	"	Spa	22,26 29,06	44 46	170 140	20' 30'		angegeben	mit Ab-	nicht angegeben.	exzent.
140 141	HUTTER	" 3	"	"	"	0,027	3060	28067	2,500	"		33,20 29,06	45 45	142 200	12' 20'	0,667		schrägungen	Die Säulen versagen alle durch	Versuche
142 143	1950/51	" 4	4,20	"	"	0,021	1850	21025	0,455	"		26,71 25,77	45 45	270 150	15' 15'			(Siehe exzent.	langsame Ausknicken in der Säulen-	(Seite 1)
144 145		" 5	"	"	"	"	2680	"	"	"		31,70 33,30	46 46	145 135	15' 20'			Versuche)	mitte. Versuch 4: Betongüte geschätzt	
146 147		" 6	"	"	"	"	3330	"	"	"		41,31 41,31	45 46	240 250	25' 5'				Versuch 1: Gf geschätzt	
148	HANSON	V 1a	3,38	0,181	0,131	0,051	3710	39100	0,425	0,000	siehe	72,70	28	229				Rechteck		Siehe exz.
149	ROSEN- STRÖM	" 2a	"	0,182	0,132	"	4200	"	"	"	Spa	71,60	28	150						Versuche
150	1945/46	" 3a	"	0,183	0,135	"	5000	"	"	"		78,60	30	123						(Seite 1)
151		V LC1	2,25	0,152	0,152	0,038	3093	31494	1,091	0,000	siehe	59,95	28					Quadrat		Siehe
152	THOMAS	" LC2	3,16	"	"	"	3374	28401	"	"	Spa	55,58	28							exzent.
153	1938	" LC3	3,62	"	"	"	3030	34024	"	0,076		48,77	28							Versuche
154		" LC4	4,08	"	"	"	3023	31494	"	"		47,45	28							(Seite 1)

Tabelle 5																			
Lfd. Nr.	Namend. Versuchs- durch- führenden	Bez. d. Versuchs	Abmessungen d. Versuchskörper				Beton	Stahl		bezogene	Knick- last	Alter	Dauer des Versuchs	β_p/β_w	Durchbie- gung bei N_k	Quer- schnitt	Sonstiges	Literatur	
			L_k	b	d	h'	β_w	β_s	$\mu-\mu'$	$m_{Kopf, Fuß}$	m_{Mittel}	N_k							
			[m]	[m]	[m]	[m]	[Mp/m²]	[Mp/m²]	[%]			[Mp]				[cm]			
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
155		V I	3,21	0,200	0,100	0,000	1824	29930	0,800	0,000	0,000	27,000					Rechteck	Knickt plötzlich, Mitte	Siehe
156	BAUMANN	V III	3,21	0,140	0,140	"	1929	29930	0,800	"	"	35,00							exzentr.
157	1930/133	" V	3,24	0,177	0,139	"	3165	28700	1,250	"	"	66,00						Knickt in 1,80 m Höhe	Versuche
158		" Va	3,24	0,178	0,140	"	3165	28700	1,250	"	"	69,80						Knickt in 1,10 m Höhe	(Seite 2)
159		" VI	3,21	0,198	0,098	"	2988	29930	0,800	"	"	40,00						Knickt plötzlich Mitte	
160		" VIIa	3,21	0,200	0,100	"	2988	29930	0,800	"	"	41,10						Knickt in 1,70 m Höhe	
161		" VII	3,11	0,182	0,178	"	3459	28700	0,950	"	"	409,00							
162		" VIIa	2,80	0,180	0,180	"	3459	28700	0,950	"	"	424,00							
163		" 3C	6,51	0,250	0,160	"	4024	29930	0,400	"	"	68,00						Knickt plötzlich in Mitte	
164		" 15C	6,51	0,247	0,161	"	3753	29930	0,400	"	"	56,00						Knickt in Mitte	
165	ERNST	V 1	0,30	0,152	0,152	0,000	2374	36380	0,595	0,000	0,000	51,26							Siehe
166	HRODAMIK	" 2	0,76	"	"	"	"	"	"	"	"	44,00							exzentr.
167	RIVELAND	" 3	2,29	"	"	"	"	"	"	"	"	49,89							Versuche
168	1952	" 4	3,81	"	"	"	"	"	"	"	"	45,81							(Seite 2)
169		" 13	0,30	"	"	"	"	"	"	"	"	33,11						Unsymmetrisches Versagen	
170		" 14	0,76	"	"	"	"	"	"	"	"	41,28						Versagen in Kopfnähe	
171		V 13	2,35	0,181	0,142	0,000	3815	29000	0,500	0,000	0,000	91,44						Werte für σ_F und μ wie bei	Siehe
172	RAMBOLL	" 14	2,35	0,181	0,142	"	3504	"	"	"	"	108,50						exzentrischen Versuchen	exzentr.
173	1949/150	" 15	2,28	0,181	0,147	"	3376	"	"	"	"	102,30						angenommen	Versuche
174		" 16	2,32	0,183	0,146	"	3376	"	"	"	"	102,30							(Seite 2)
175		" 27	3,75	0,182	0,141	"	3933	"	"	"	"	91,49							
176		" 28	3,64	0,183	0,146	"	3831	"	"	"	"	77,50							
177		" 33	5,51	0,183	0,143	"	3690	"	"	"	"	78,10							
178	HOGNESTAD	V A6a	1,91	0,254	0,254	0,034	4113	30651	1,240	0,000	0,000	187,80							Siehe
179	1951	" 6b	"	"	"	"	4256	"	"	"	"	217,70							exzentr.
180		" B6a	"	"	"	"	3264	"	"	"	"	206,80							Versuche
181		" 6b	"	"	"	"	3232	"	"	"	"	190,50							(Seite 3)
182		" C6a	"	"	"	"	1669	"	"	"	"	102,10							
183		" 6b	"	"	"	"	1256	"	"	"	"	91,63							
184		" A11a	"	"	"	0,038	3320	"	2,400	"	"	208,70							
185		" 11b	"	"	"	"	3964	"	"	"	"	199,60							
186		" B11a	"	"	"	"	3096	"	"	"	"	26,80							
187		" 11b	"	"	"	"	3208	"	"	"	"	20,00							
188		" C11a	"	"	"	"	1817	"	"	"	"	24,70							

A N H A N G A 2

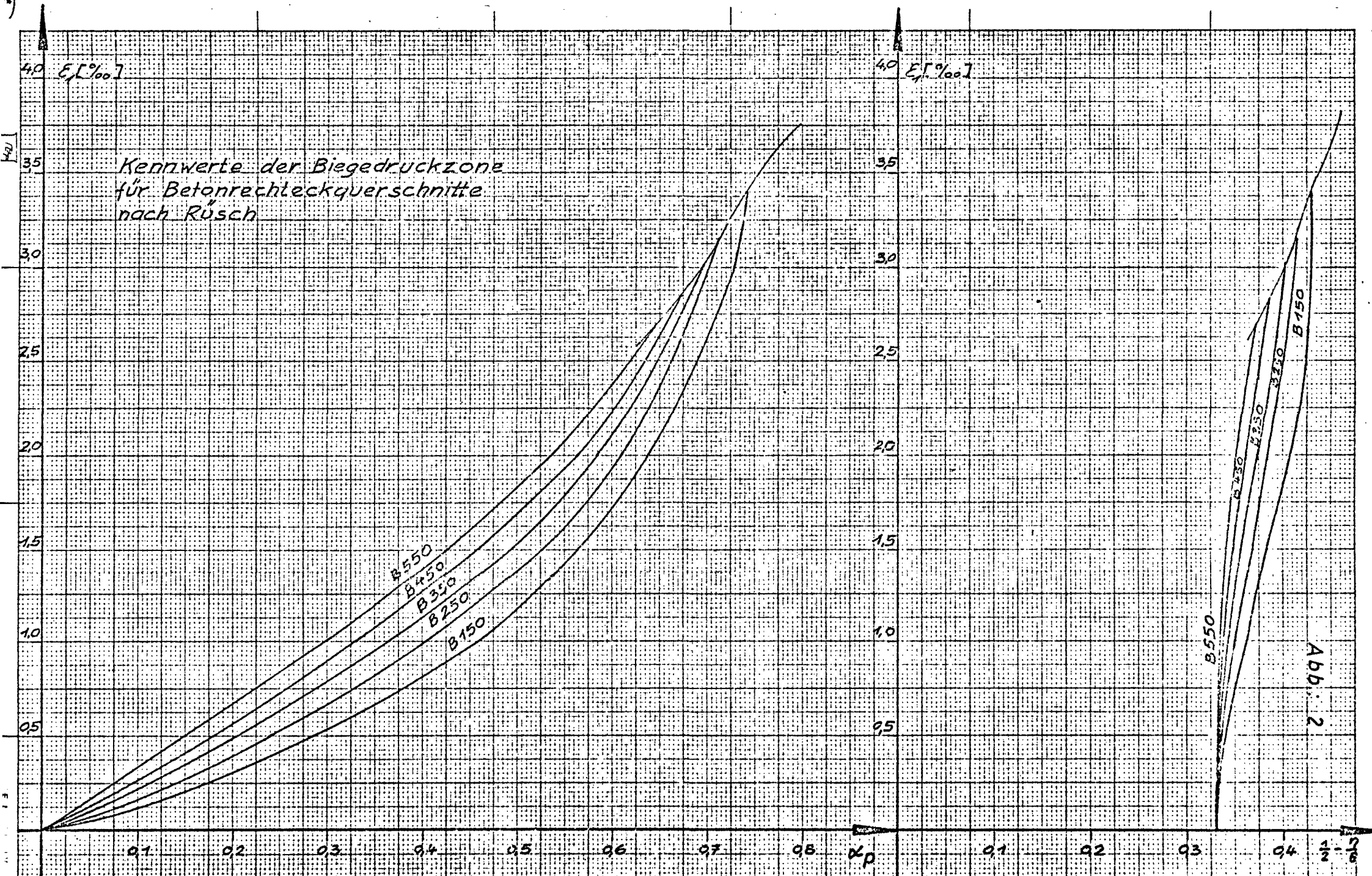
A b b i l d u n g e n N r . 1 - 87

(Abb. Nr. 14 und Nr. 15 entfallen)



Verbesserte Kennzahlen für das Verhalten exzentrisch gedrückter
 Betonprismen - B 300 - für Ablesungen in Nähe der Bruchlast
 geeignete Darstellung [32]

3)



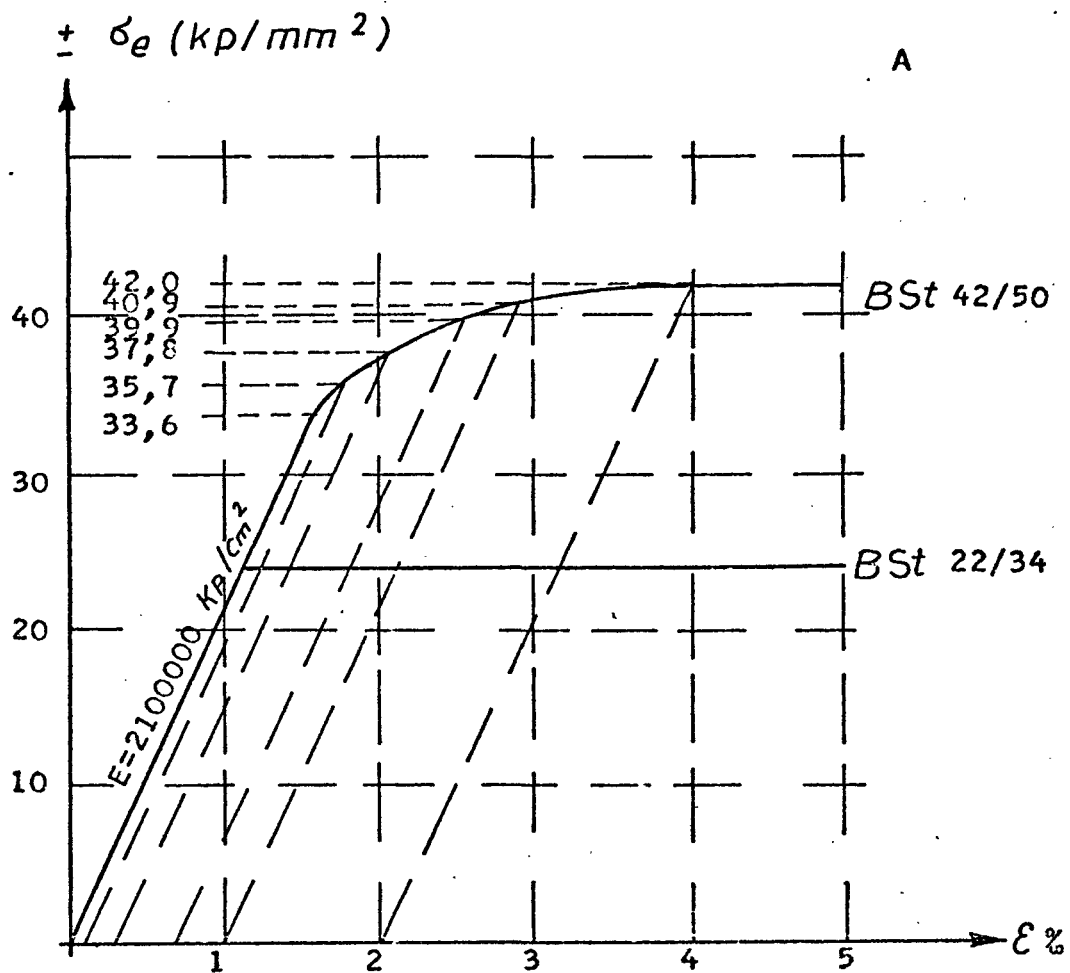


ABB. 3 RECHENWERTE FÜR DIE SPANUNGSDEHNUNGSLINIEN
DER STÄHLE.

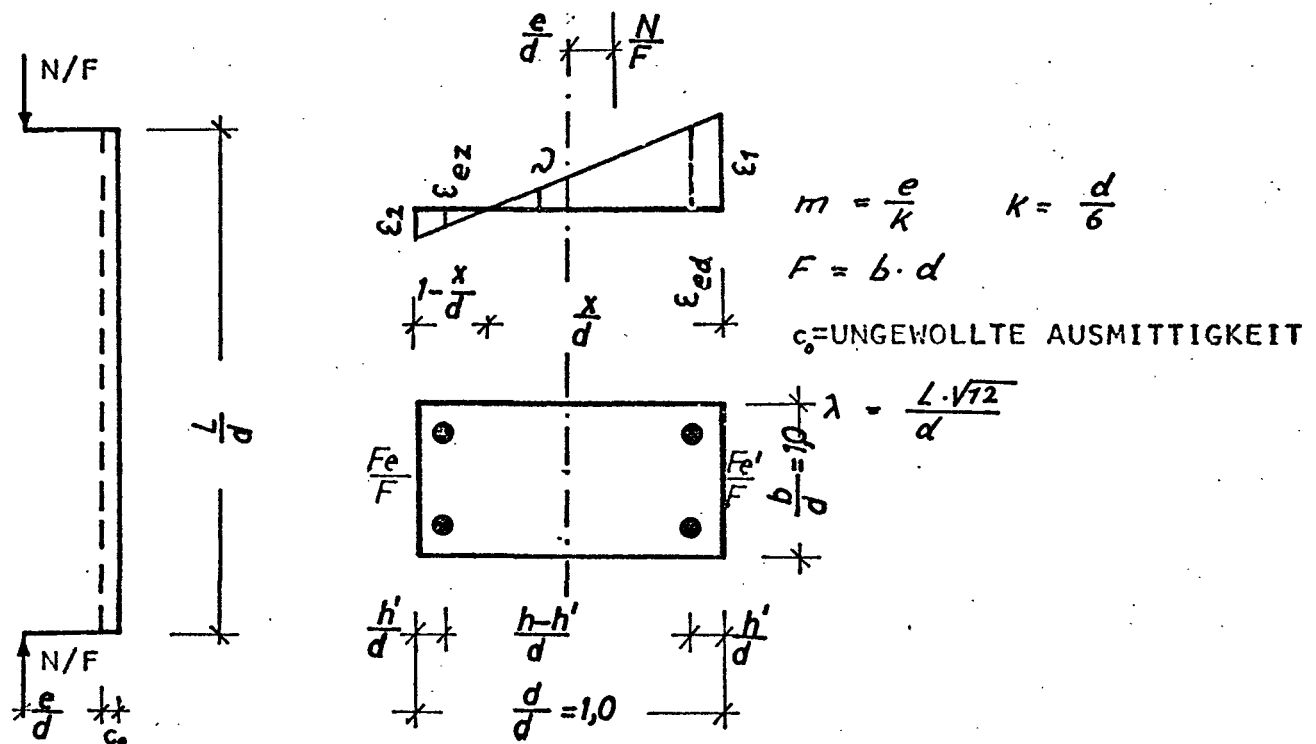


ABB. 4 BERECHNUNGSGRÖSSEN DER STÜTZEN

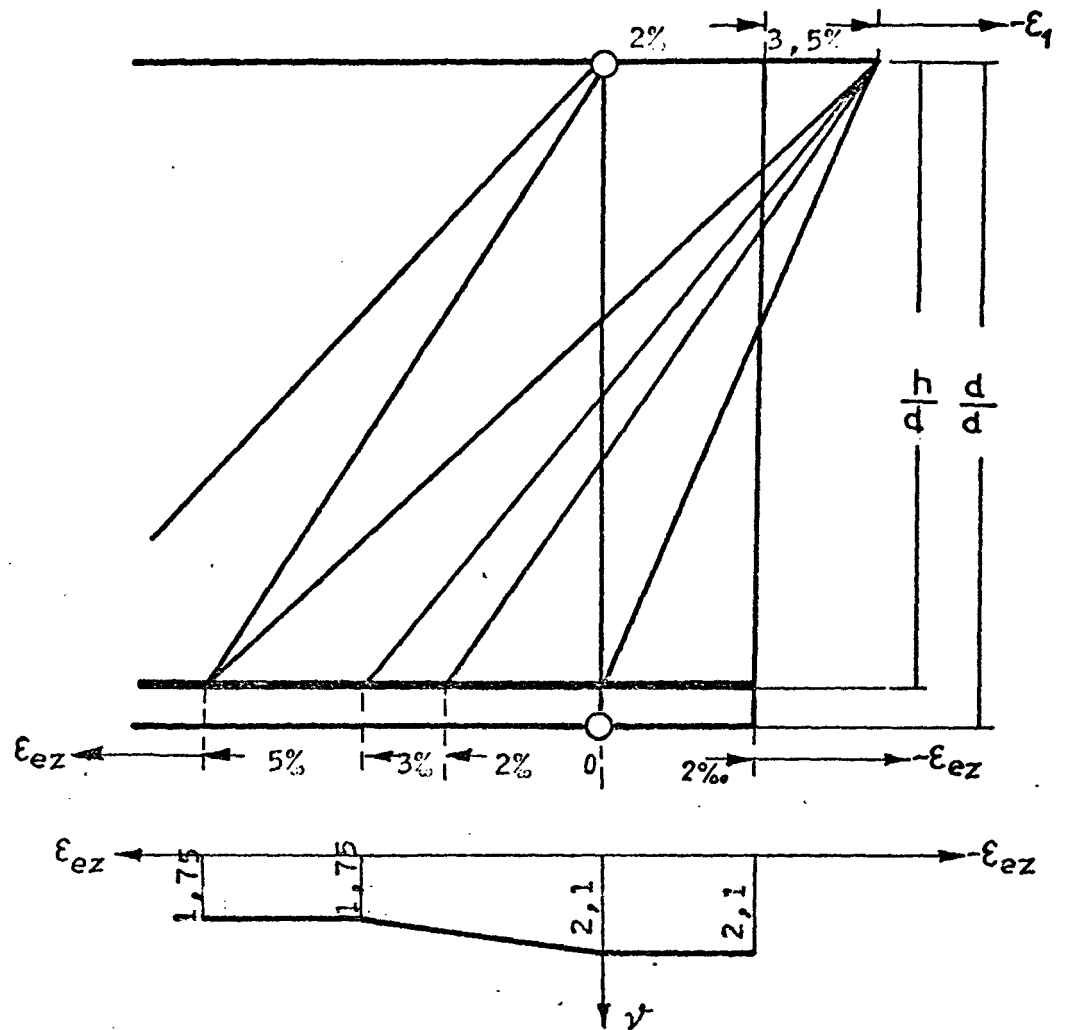
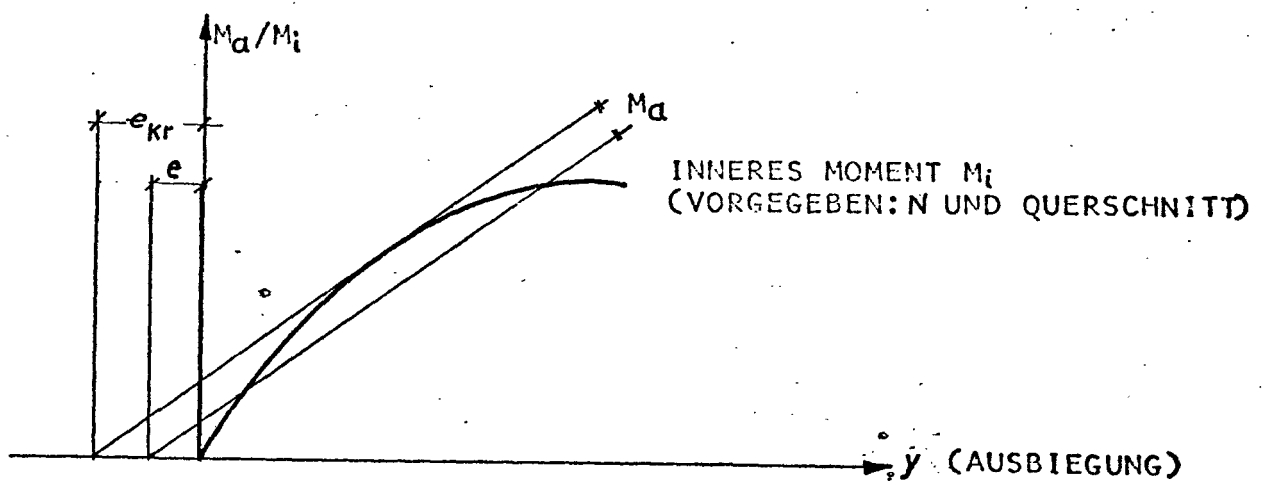
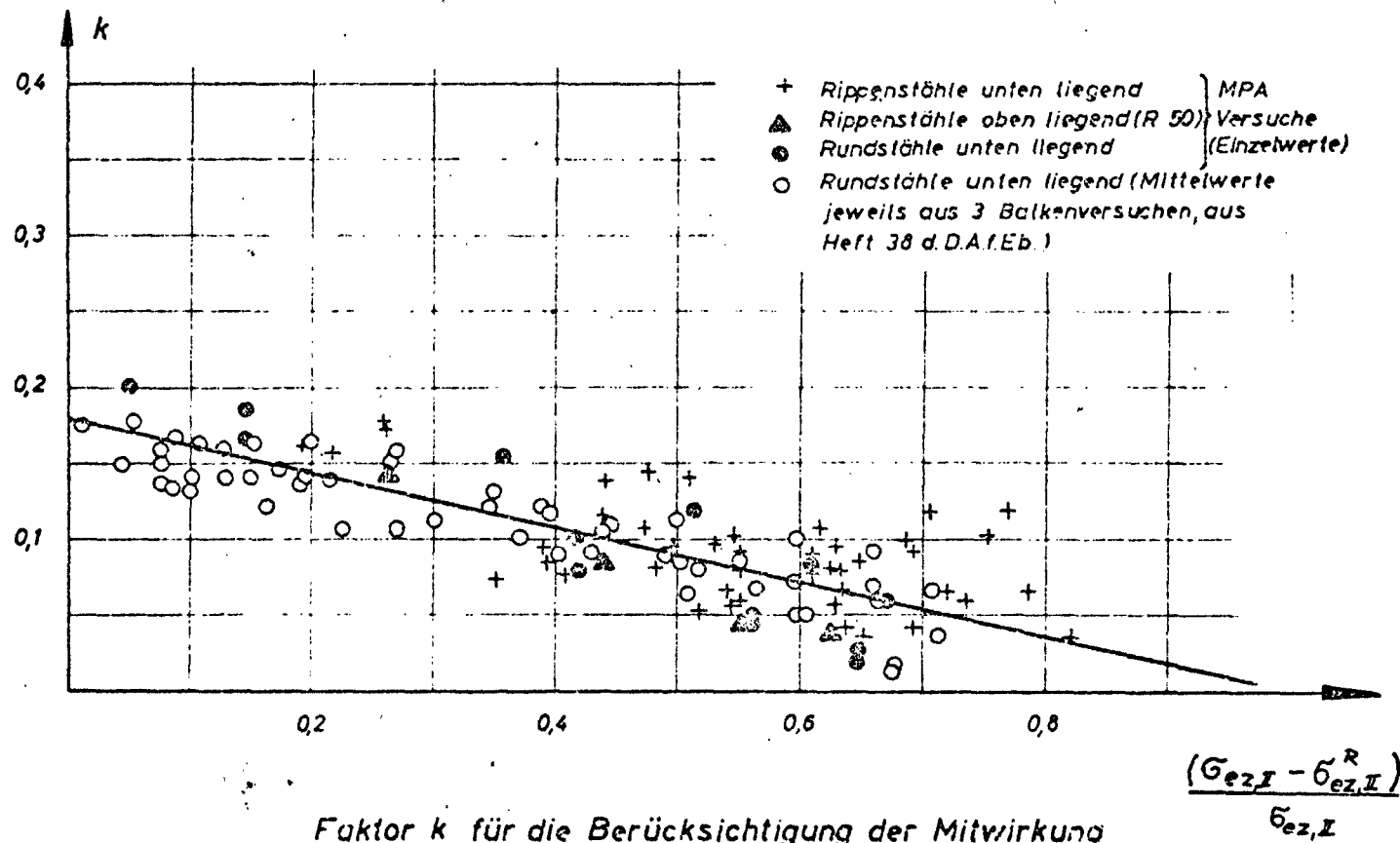


ABB. 5 SICHERHEITSBEIWEIT ν NACH RÜSCH



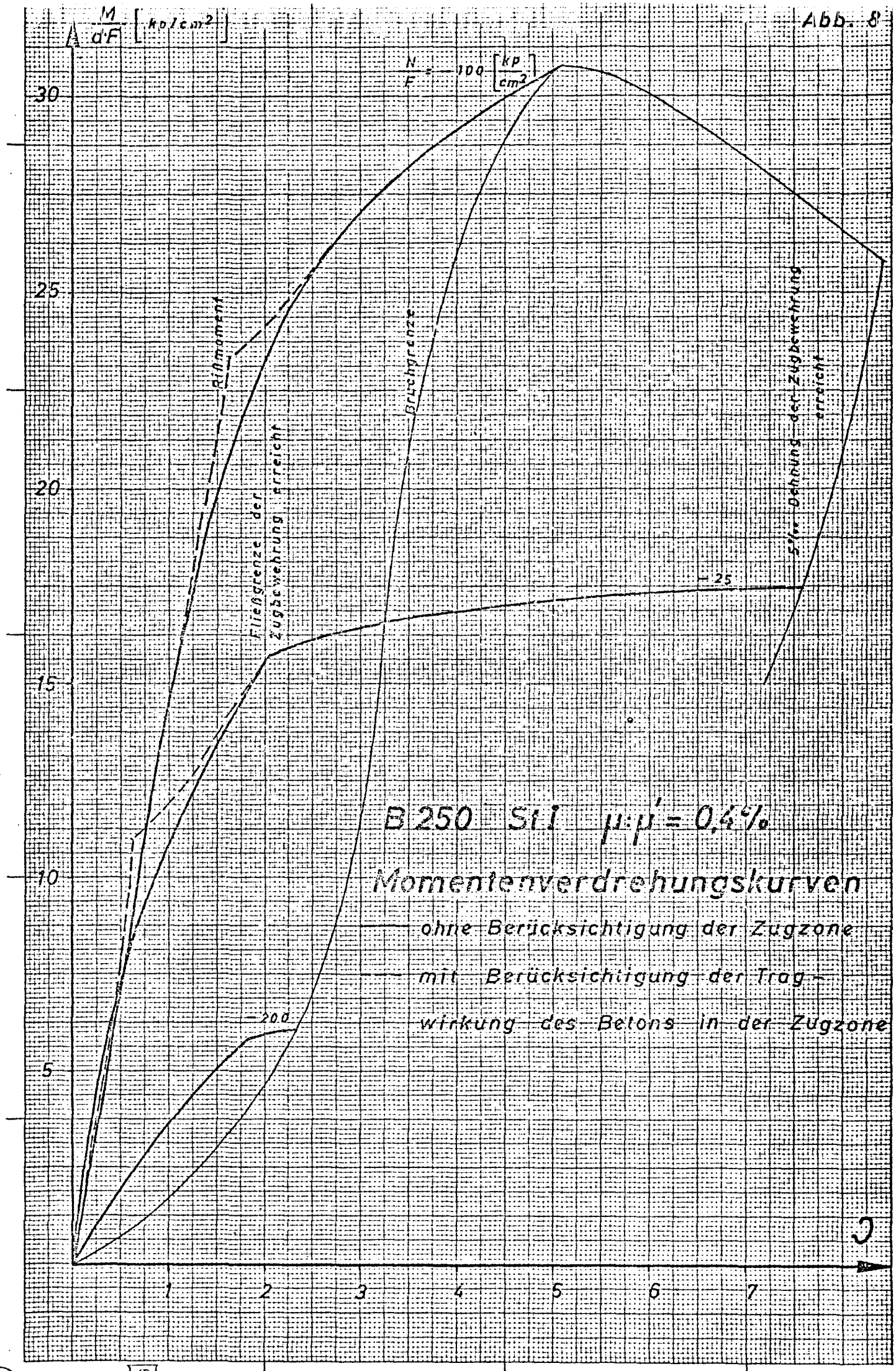
e_{kr} = STÜBEXENTRITÄT
(VORGEGBEN: N UND QUERSCHNITT)

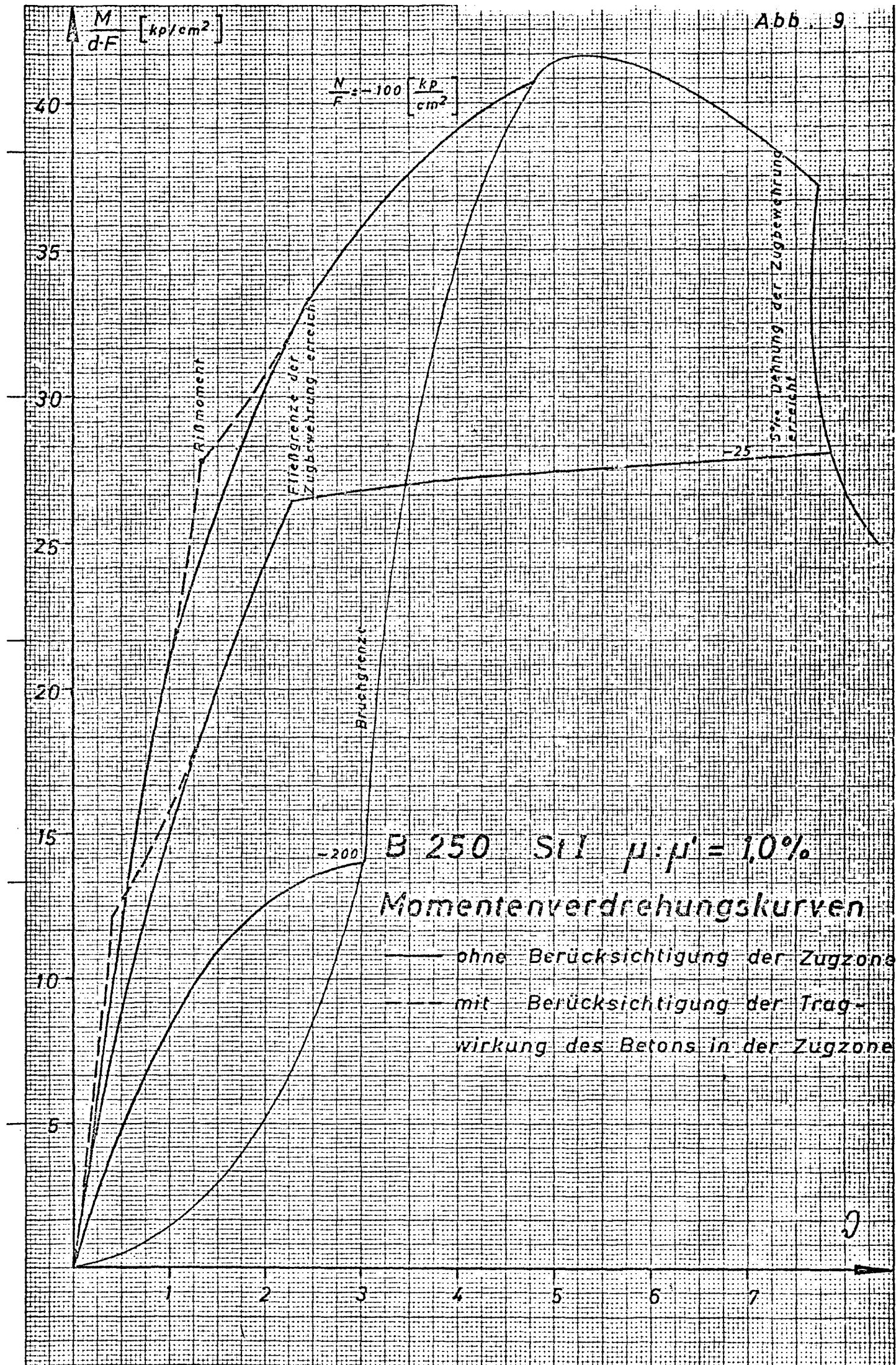
ABB. 6 STABILITÄTSBEDINGUNG FÜR STAHLBETONSTÜTZEN

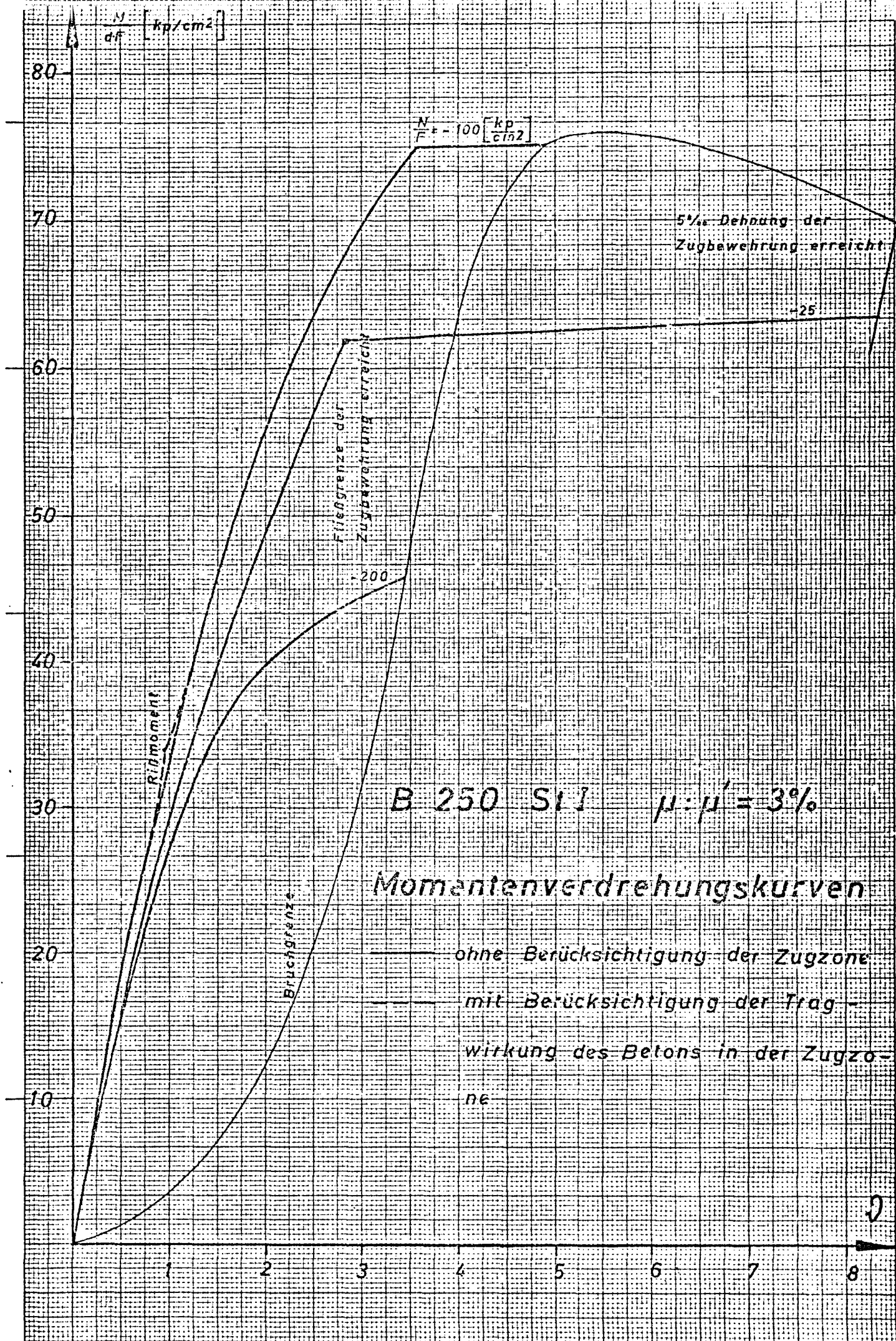


Faktor k für die Berücksichtigung der Mitwirkung
 der Betonzugzone zwischen den Rissen [29]

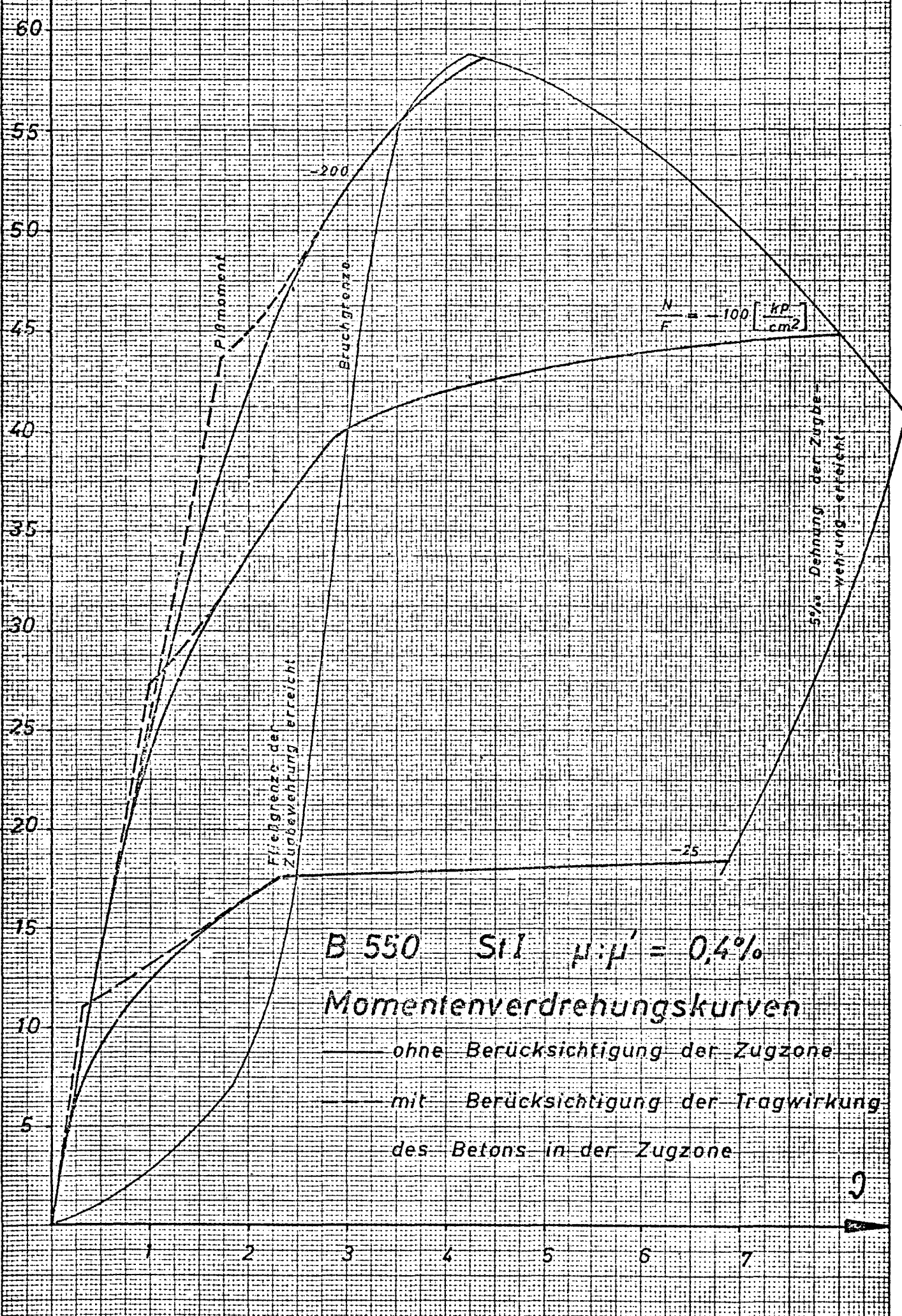
Abb. 1







$\frac{M}{dF}$ [kp/cm²]

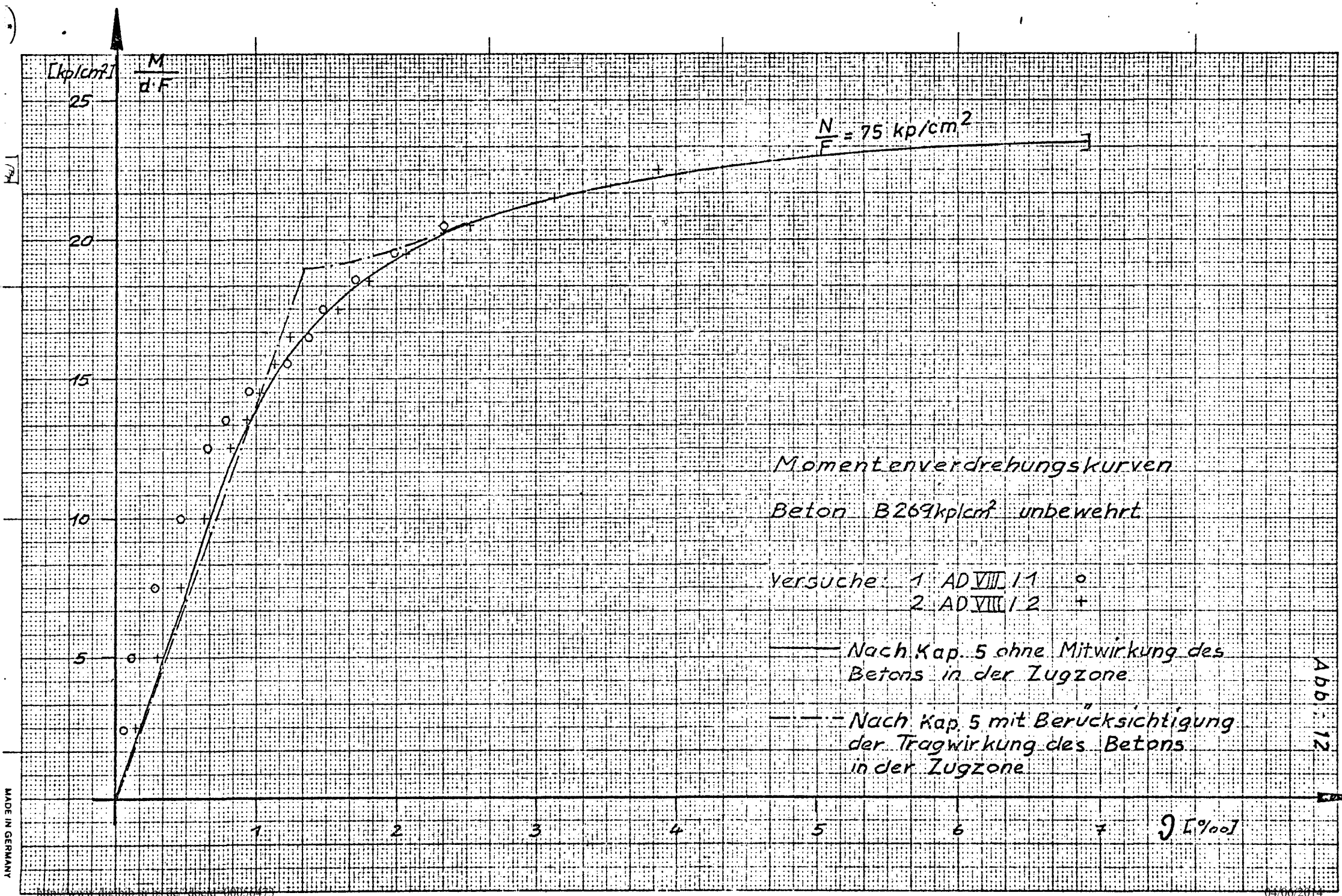


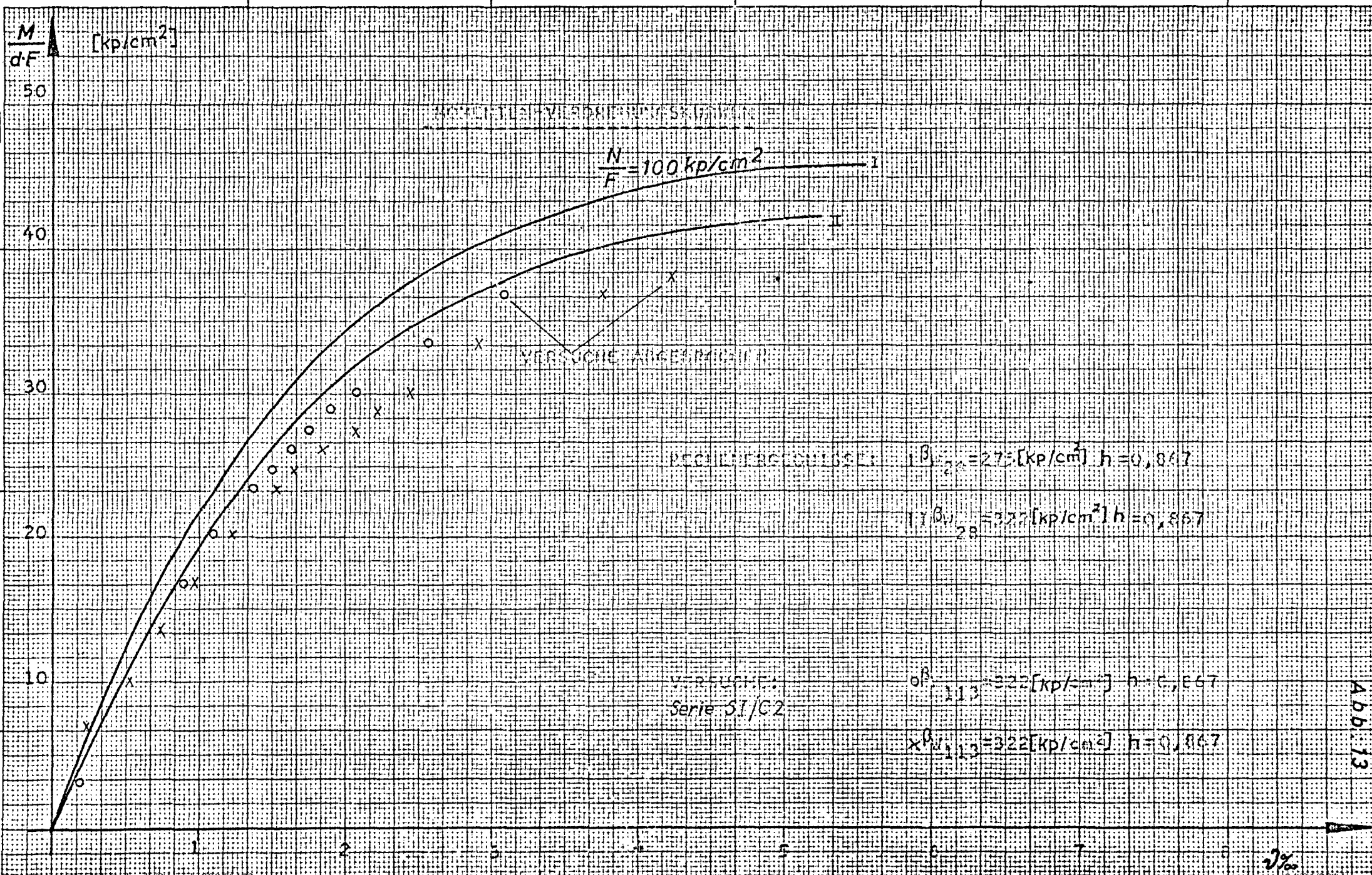
B 550 St I $\mu:\mu' = 0,4\%$

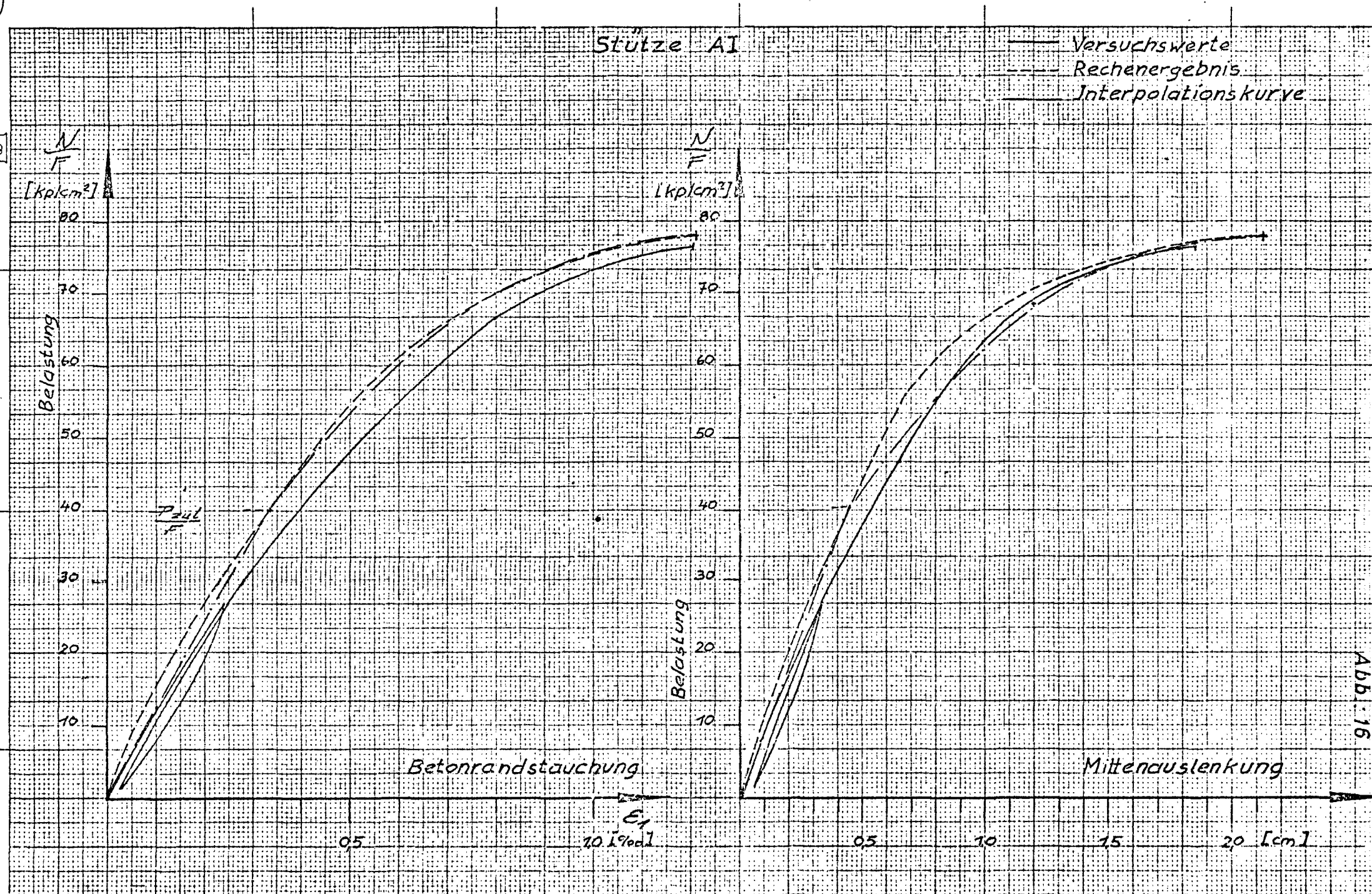
Momentenverdrehungskurven

- ohne Berücksichtigung der Zugzone
- - - mit Berücksichtigung der Tragwirkung des Betons in der Zugzone

2







14 210 x 287 mm
MADE IN GERMANY

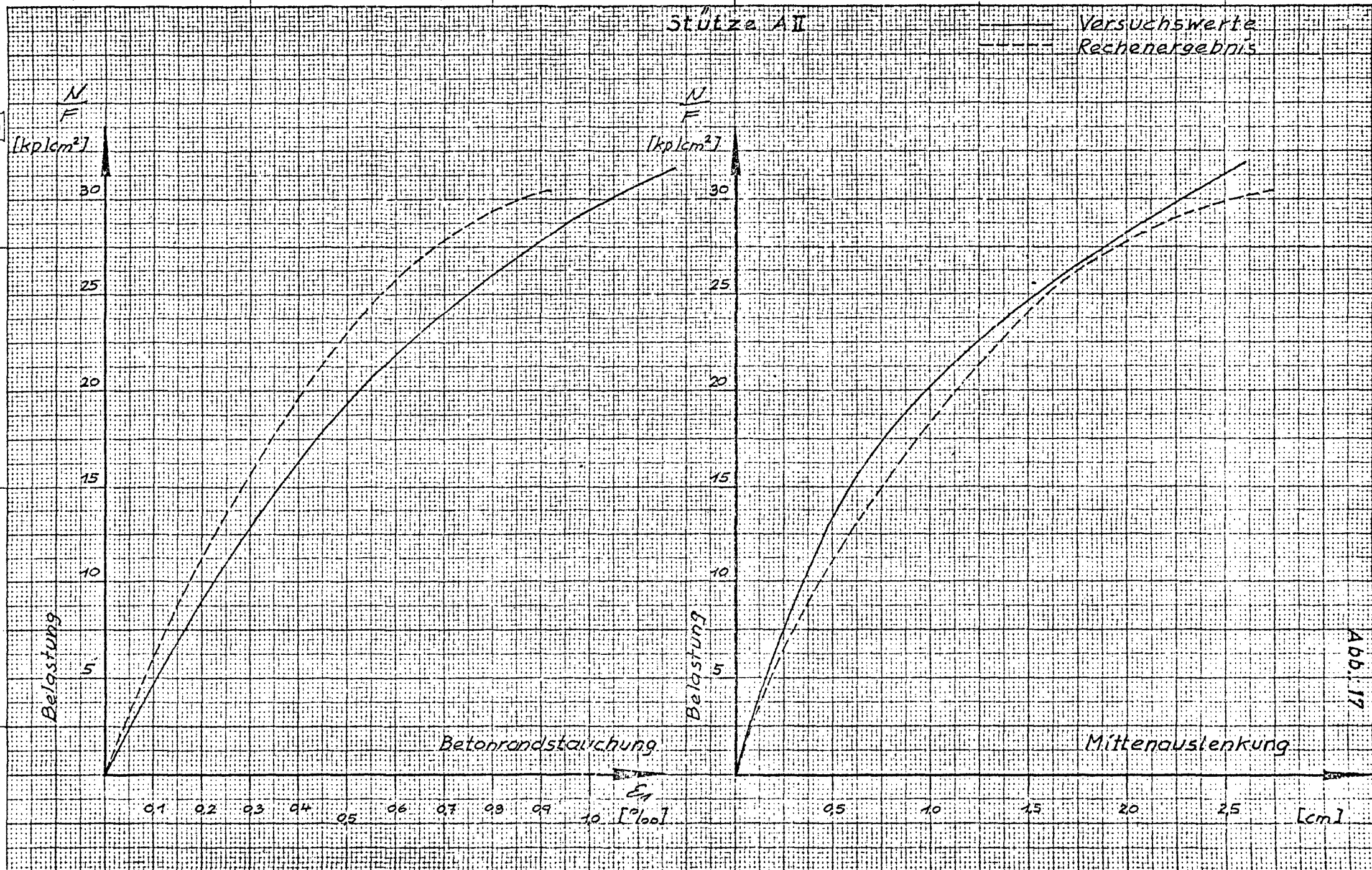
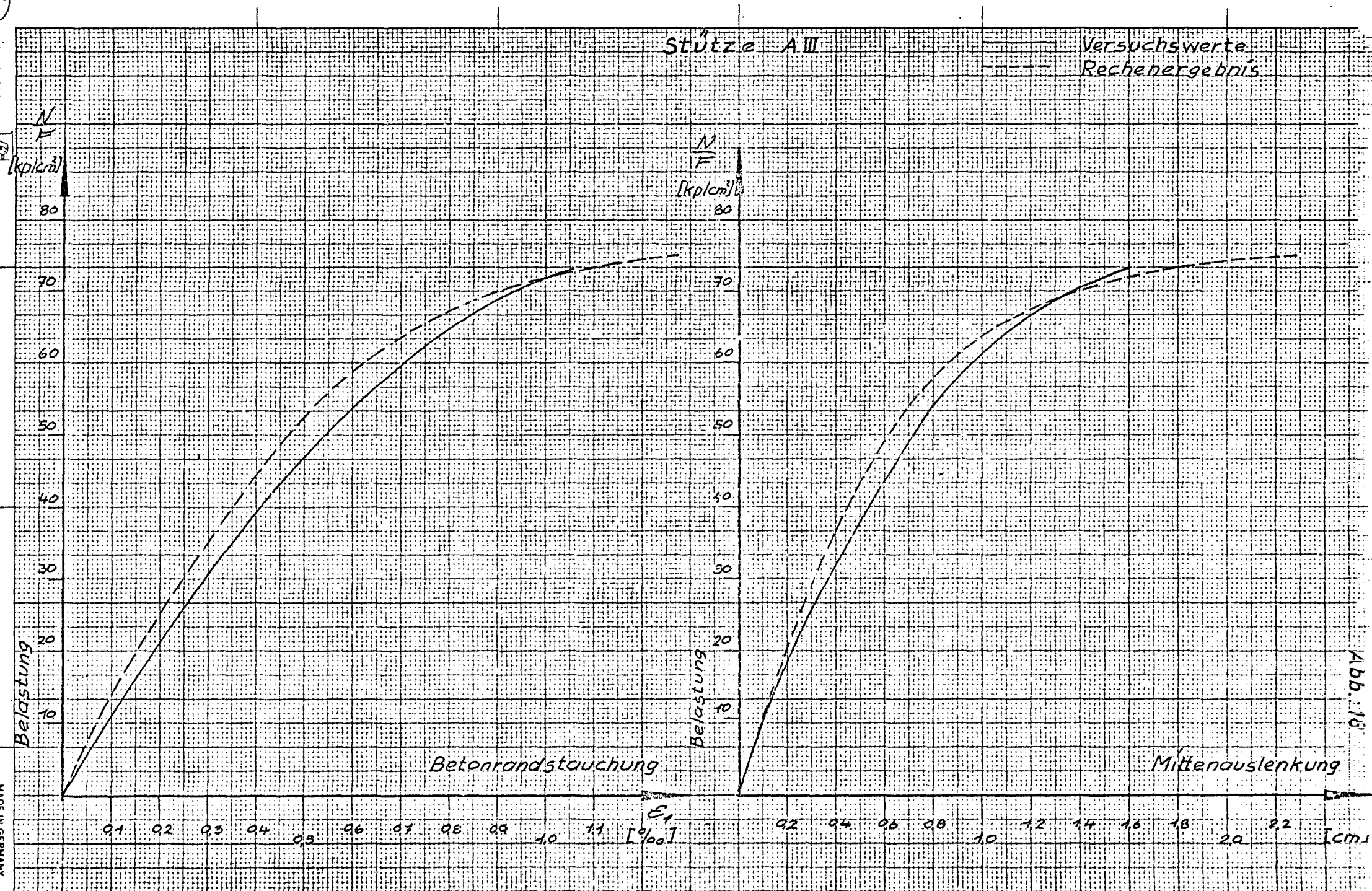
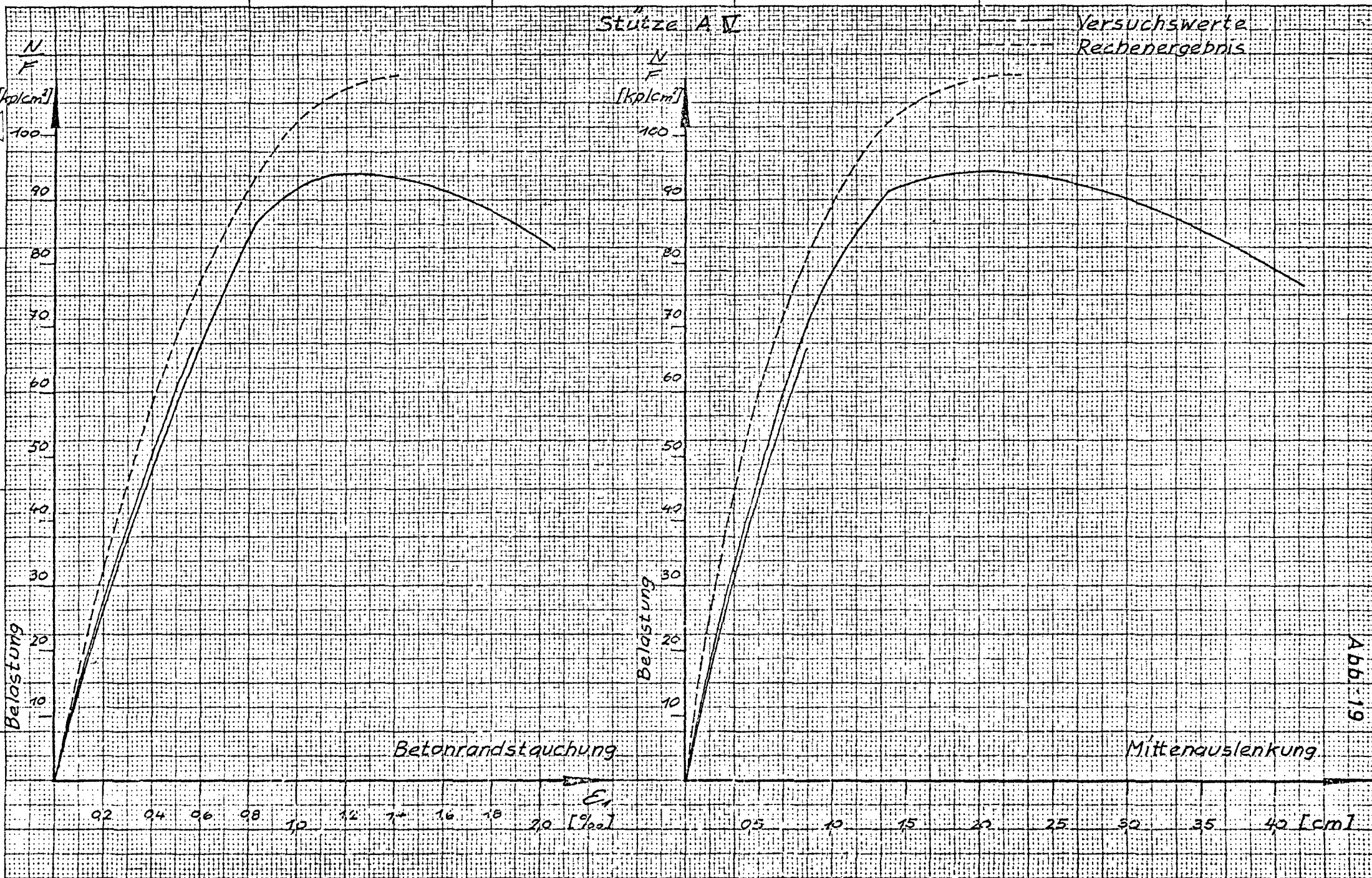


Abb. 17

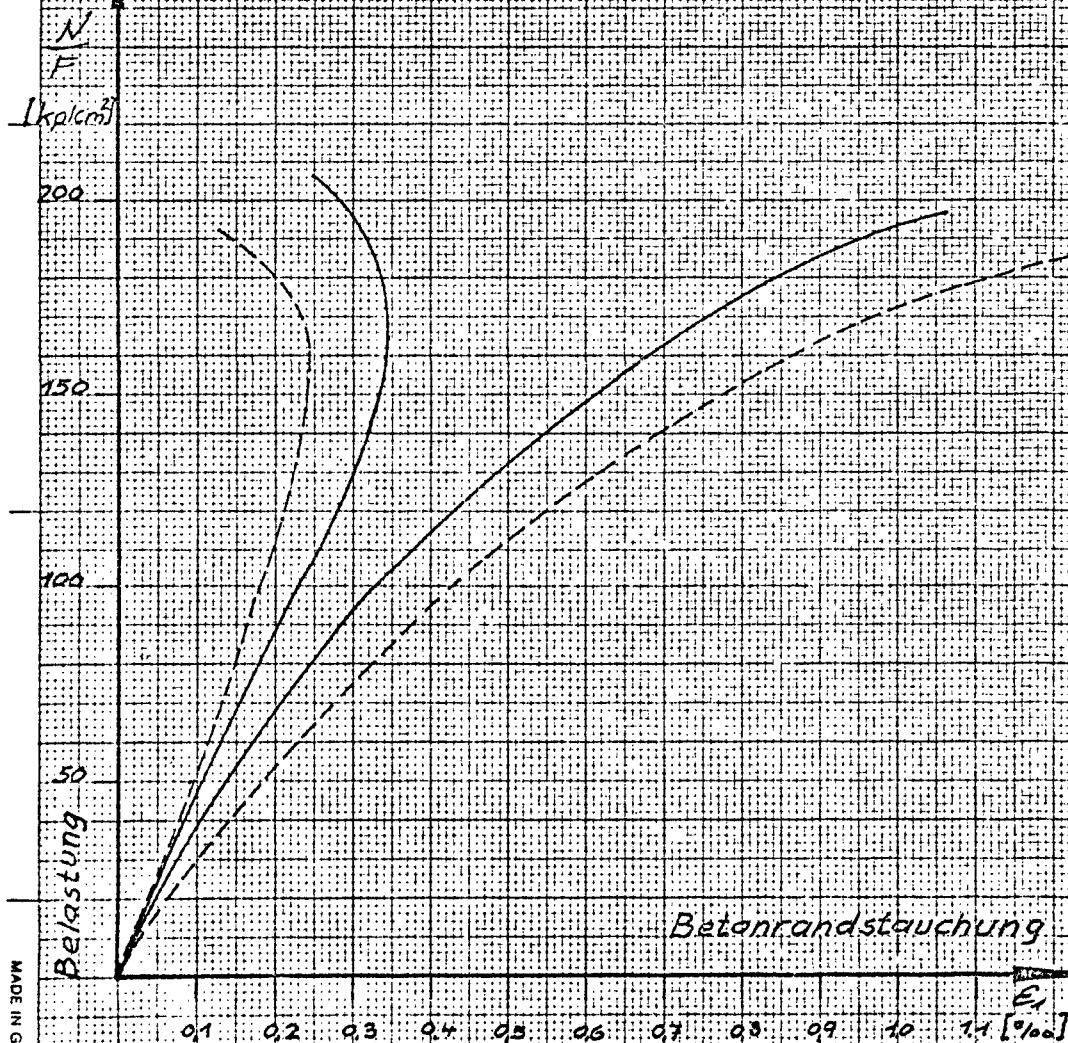


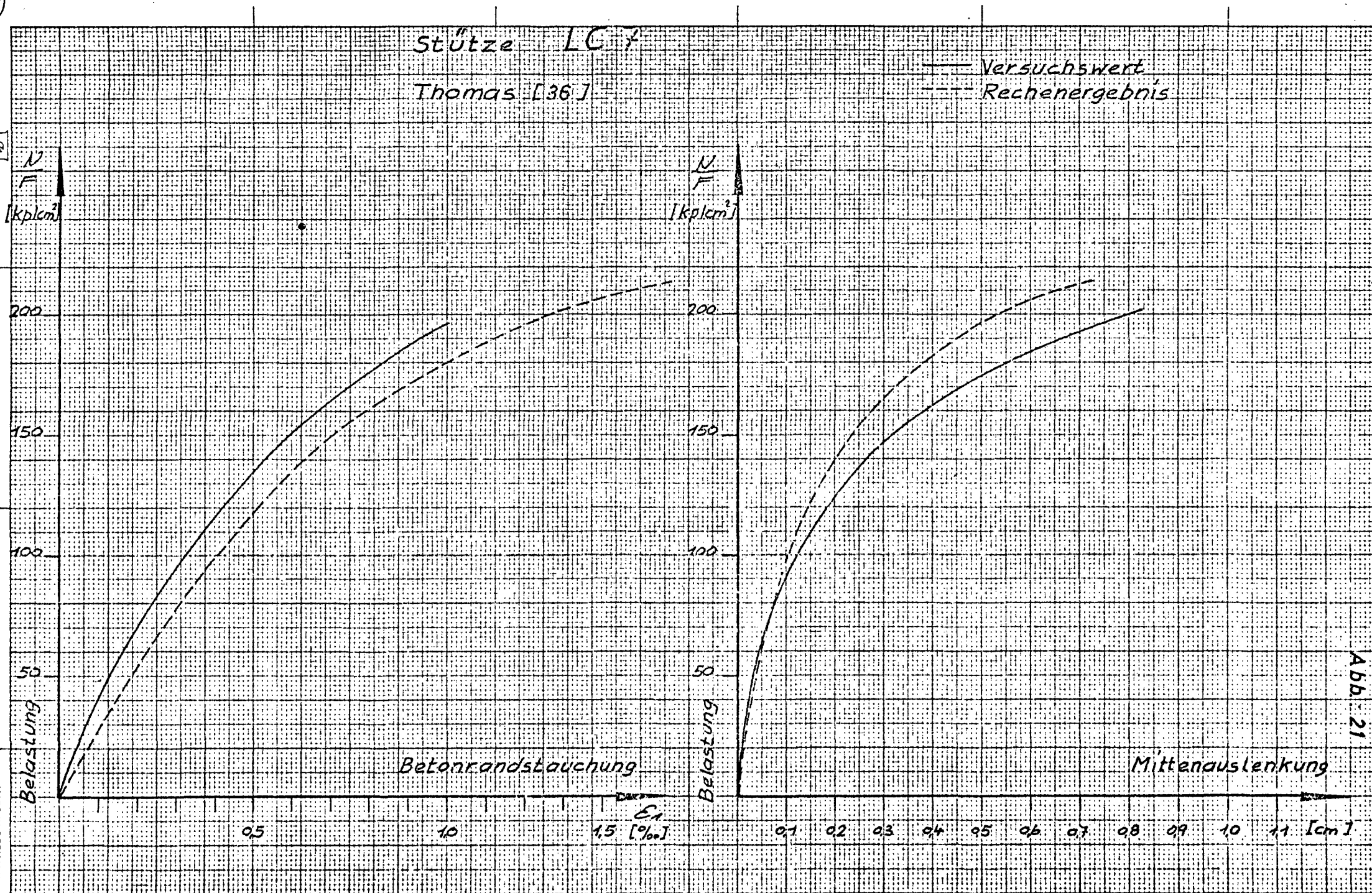


Stütze LC6

Thomas [36]

— Versuchswert
 --- Rechenergebnis

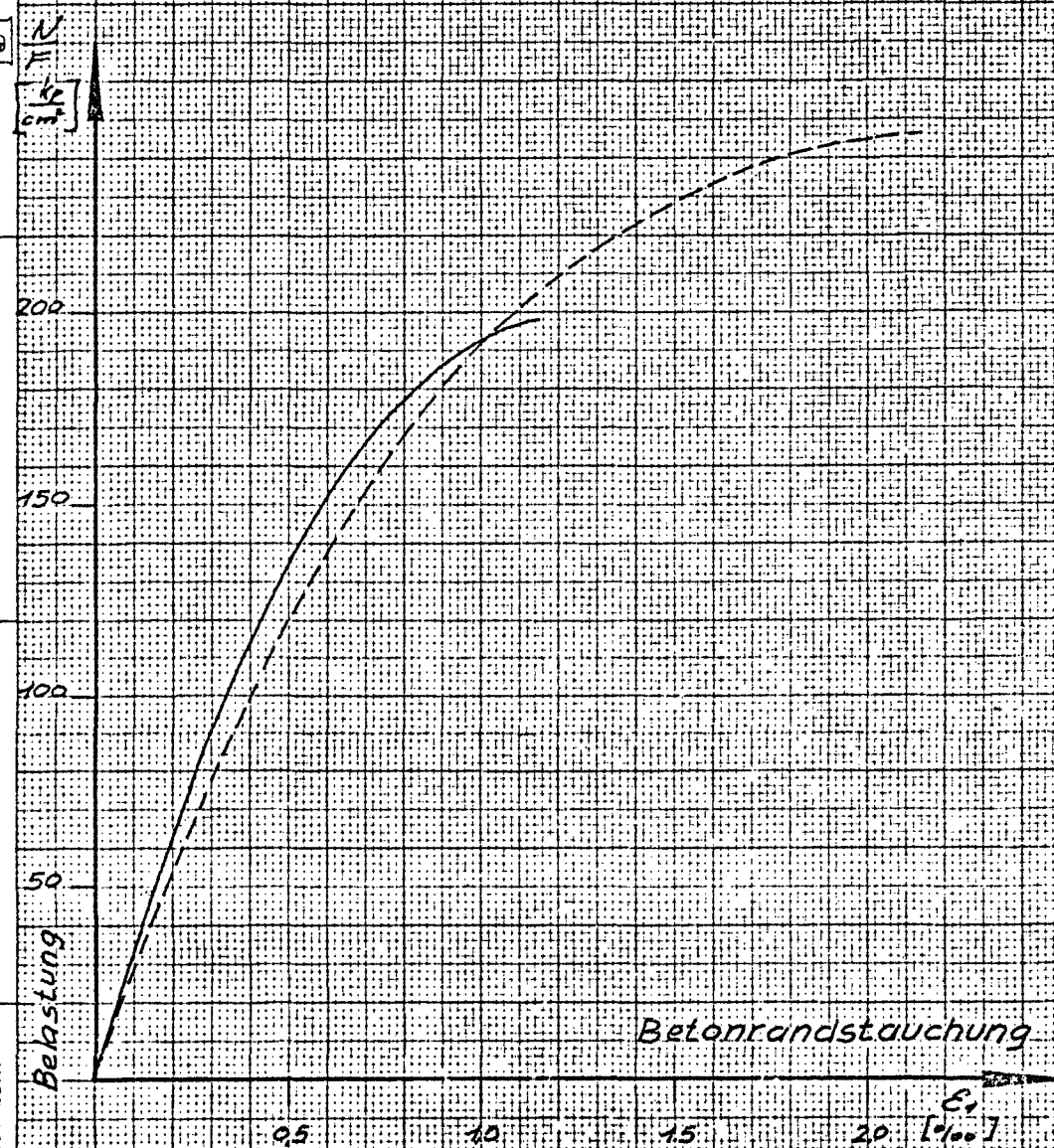




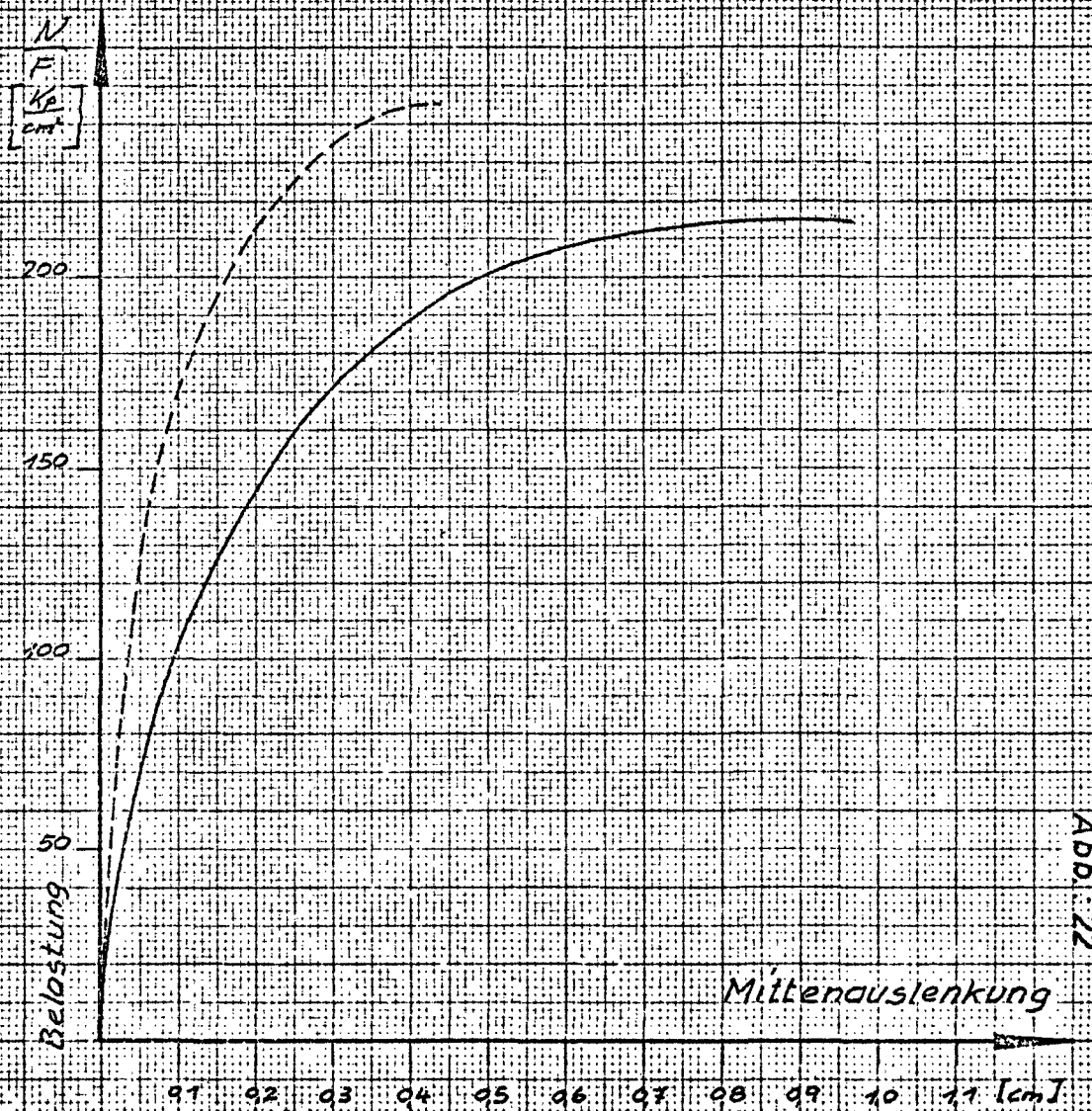
Stütze LC8

Thomas [36]

— Versuchswert
 - - - Rechenergebnis



Betonrandstauchung



Mittenauslenkung

Abb. 22

Stütze III/1

Goede [7]

— Versuchswert

- - - Rechenergebnis

$\frac{N}{F}$
[kN/cm²]

20

15

10

5

Belastung

0,5

1,0

1,5

2,0

2,5

3,0

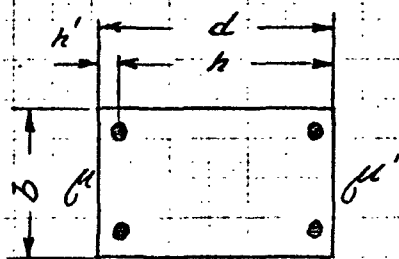
3,5

[cm]

Mittenauslenkung

Abb. 23

TRAGLASTEN VON STAHLBETONSTÜTZEN

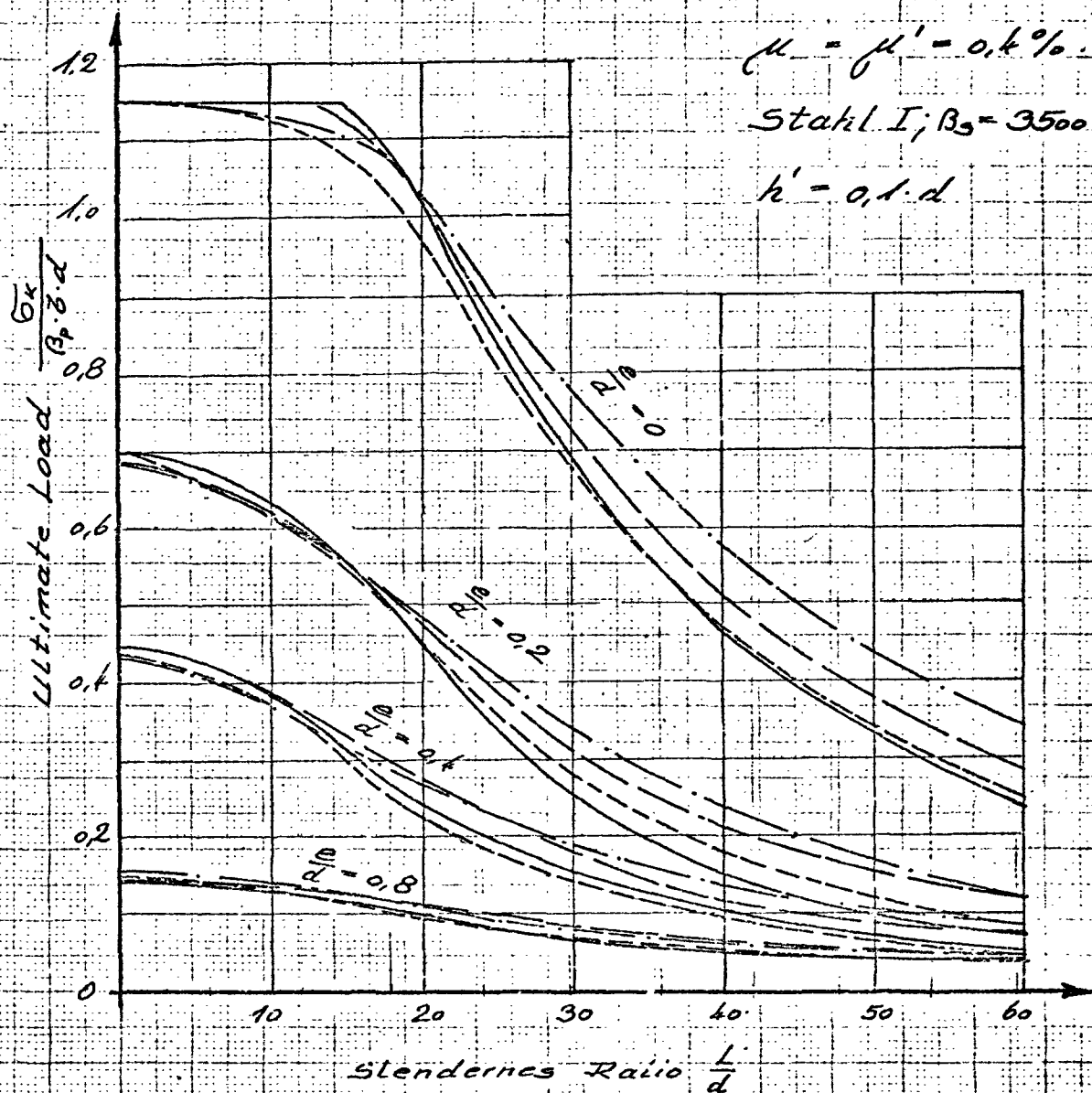


B 280

$\mu = \mu' = 0,4\%$

Stahl I; $R_s = 3500 \frac{kg}{cm^2}$

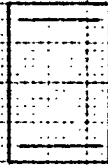
$h' = 0,1 \cdot d$



- BROMS AND VIEST
- - - CHANG AND FERGUSON
- · - KORDINA
- · · VERFASER

Traglasten von Stahlbetonstützen

Rechteckquerschnitt



$$h' = 0,1d$$

$$h = 0,9d$$

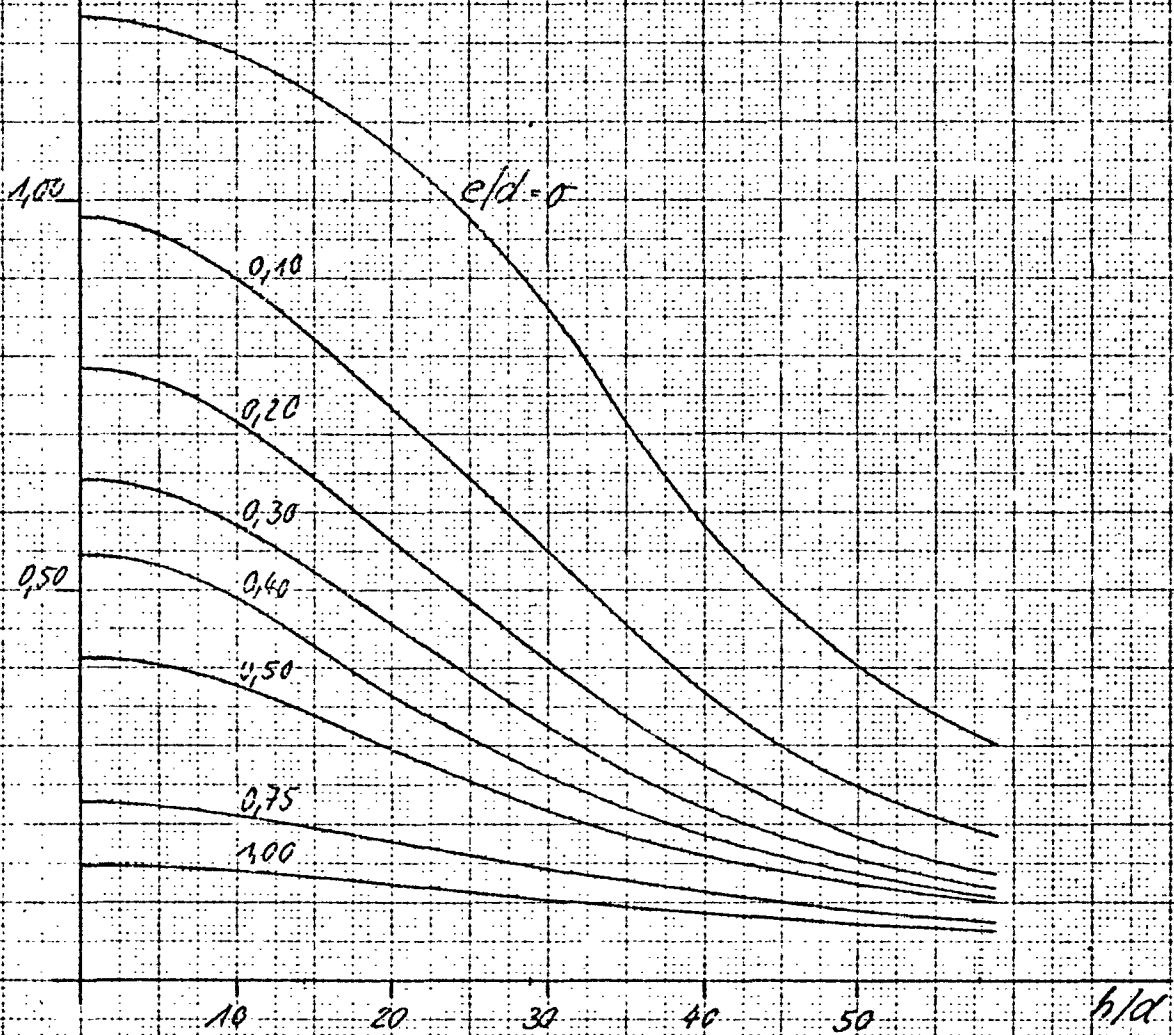
$$\beta_s = 24000$$

$$\mu = \mu'$$

$$N/b \cdot d \cdot \beta_p$$

1,50

$$\mu/\beta_p = 5 \cdot 10^{-6}$$



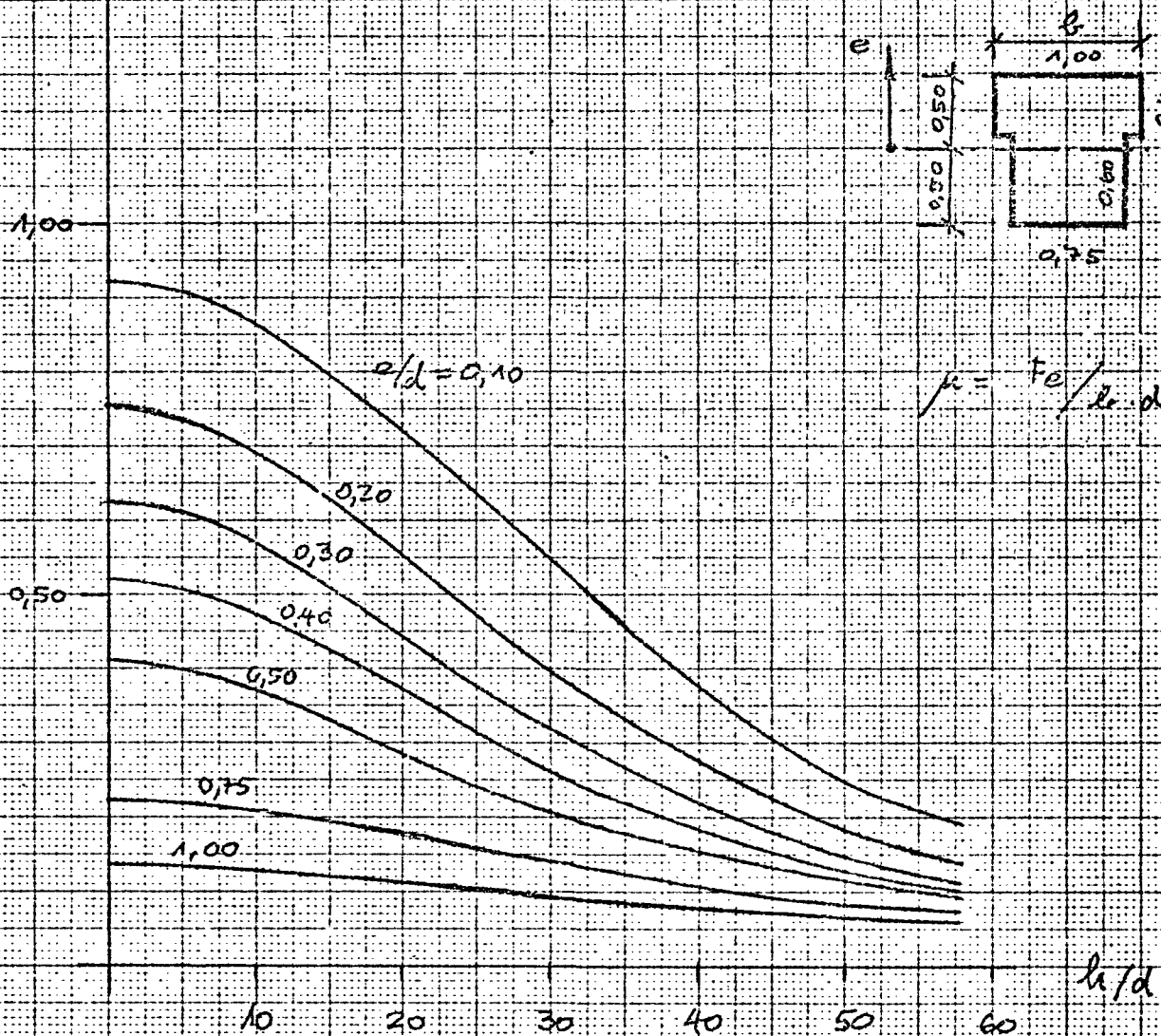
Traglasten von Stahlbetonstützen

T-Querschnitt

$$h = 0,9d; \quad h' = 0,1d$$

$$N/G \cdot d \cdot \beta_p$$

$$\begin{aligned} \beta_s &= 24000 \\ \mu &= \mu' \\ \mu/\beta_p &= 5 \cdot 10^{-6} \end{aligned}$$



$$\mu = f_e / l \cdot d$$

Traglasten von Stahlbetonstützen

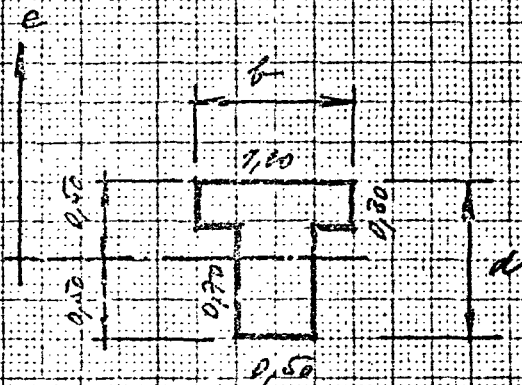
T-Querschnitt

$$h = 0,9d ; h' = 0,1d$$

$$\beta_s = 24000$$

$$\mu = \mu'$$

$$\mu / \beta_p = 5,0 \cdot 10^{-6}$$



$$N / \beta_p \cdot b \cdot d$$

1,00

0,50

$$e/d = 0,10$$

$$0,20$$

$$0,30$$

$$0,40$$

$$0,50$$

$$0,75$$

$$1,00$$

$$\mu = f_e / b \cdot d$$

$$h/d$$

10

20

30

40

50

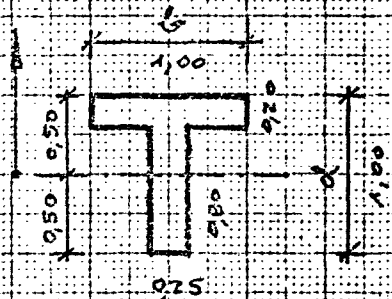
60

Traglasten von Stahlbetonstützen

$$M/b \cdot d \cdot \beta_p$$

T-Querschnitt

$$h = 0,9d ; h' = 0,1d$$



$$\beta_s = 24.000$$

$$\mu = \mu'$$

$$M/\beta_p = 5,0 \cdot 10^{-6}$$

$$\mu = f_e / b \cdot d$$

1,00

0,50

$$e/d = 0,10$$

$$0,20$$

$$0,30$$

$$0,40$$

$$0,50$$

$$0,75$$

$$1,00$$

10

20

30

40

50

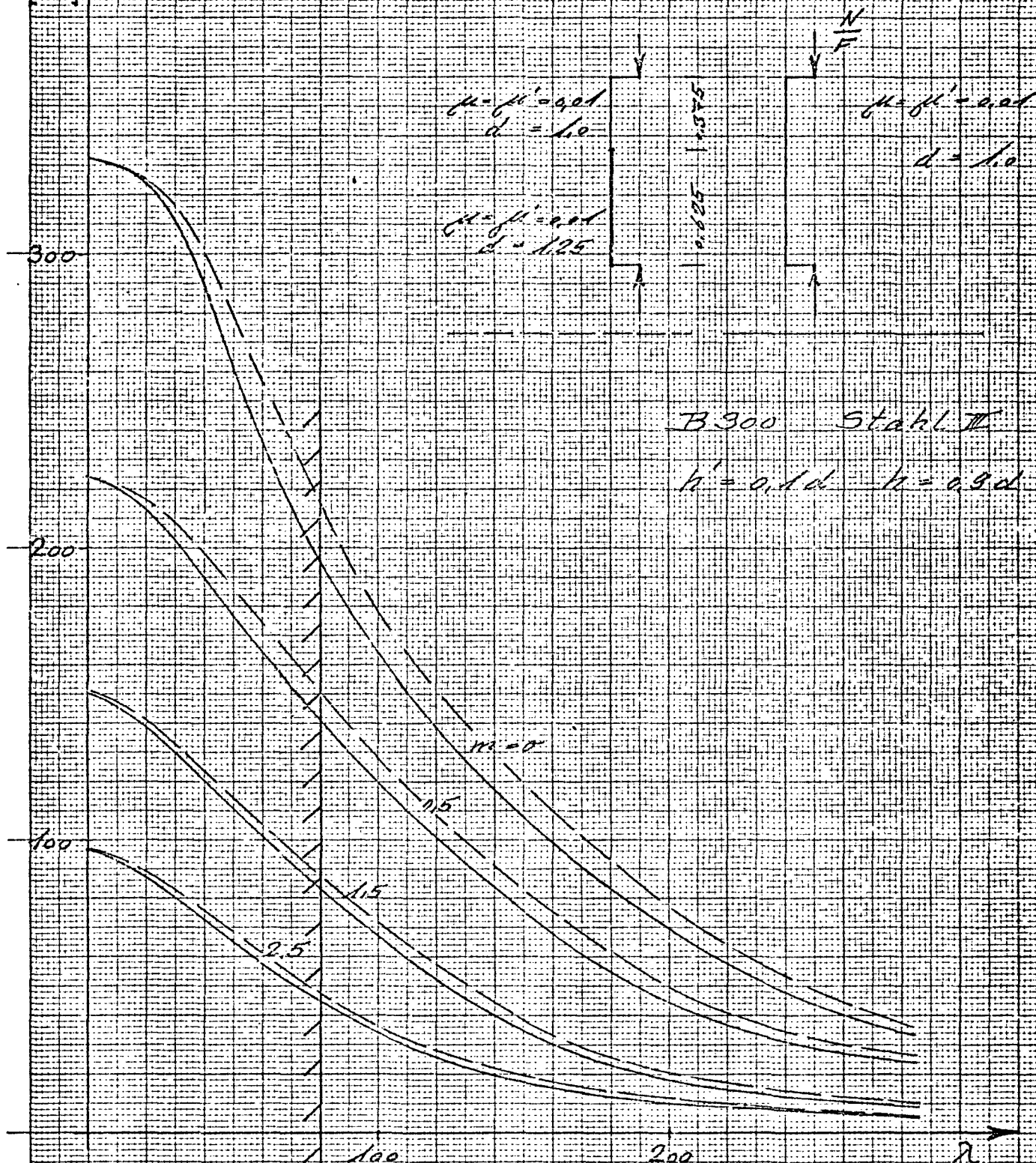
60

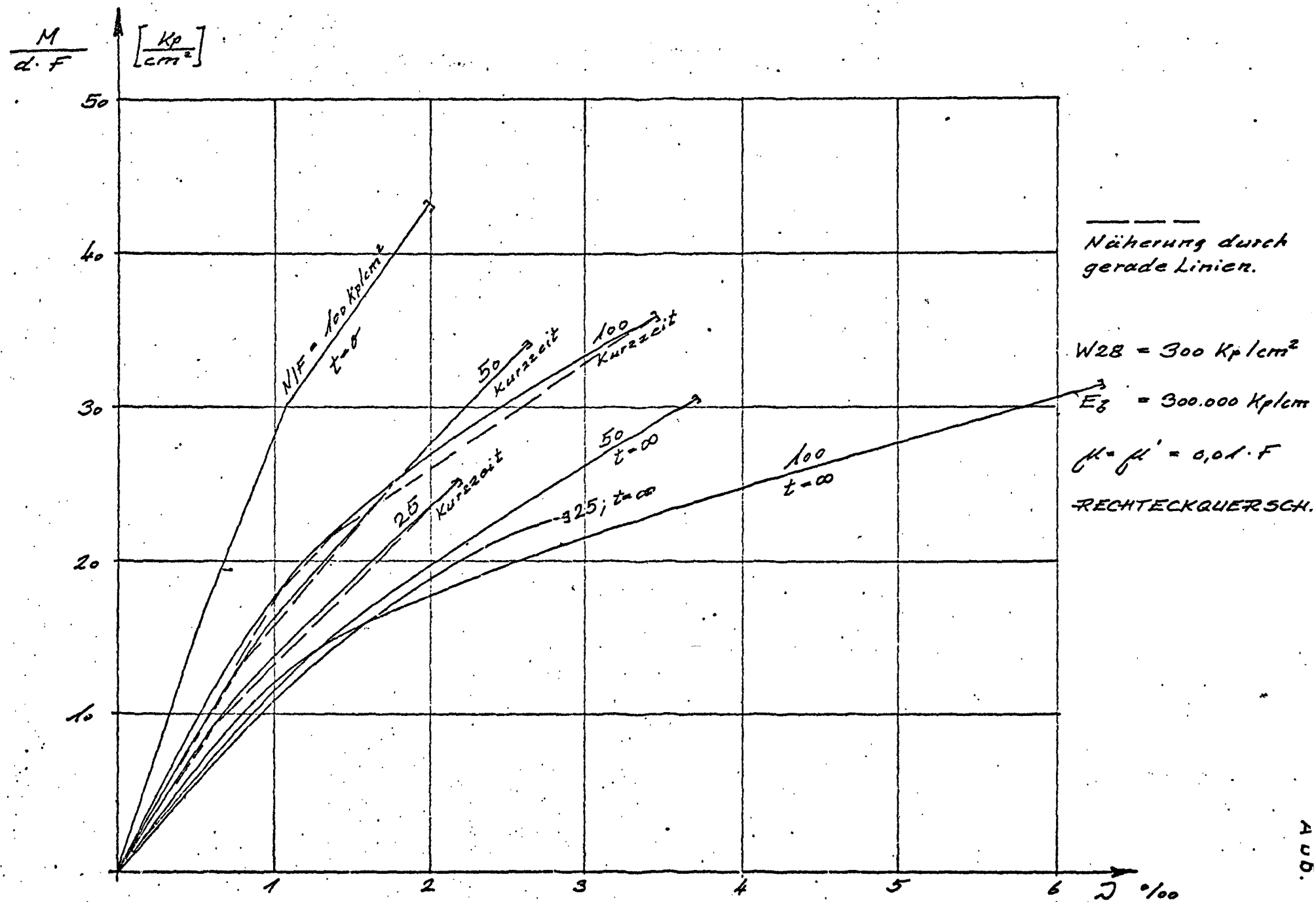
h/d

VERGLEICH DER TRAGLASTEN
VON STAHLBETONSTÜTZEN MIT
RECHTECKQUERSCHNITT QUER-
SCHNITTHÖHE LÄNGS DER STÜT-
ZEN VERÄNDERLICH U. KONSTANT

$$\sigma_k = \frac{N_k}{b \cdot d}$$

$$\left[\frac{N_k}{cm^2} \right]$$

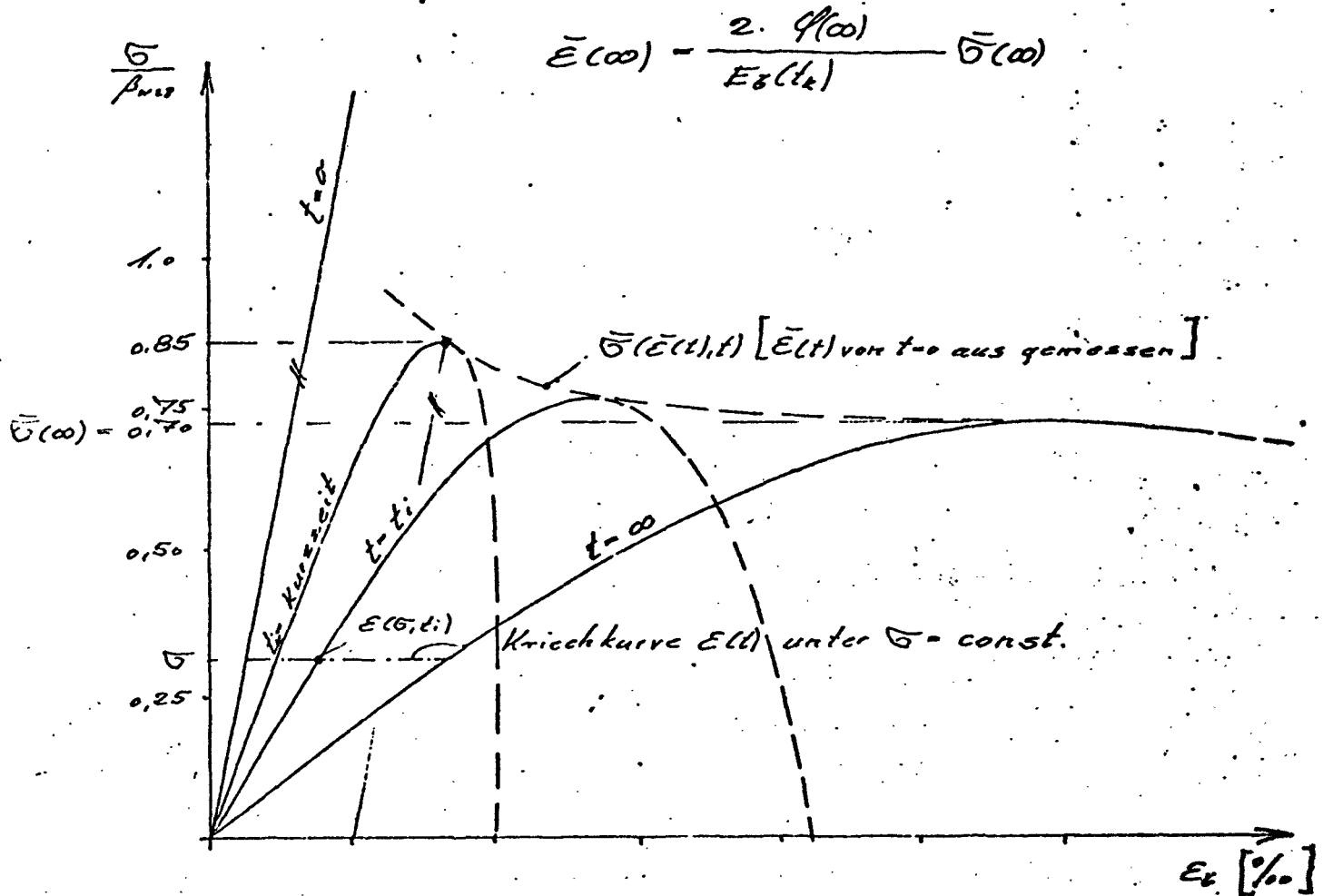




Momentenverdrehungskurven mit Eintragung der geradlinigen Näherungen

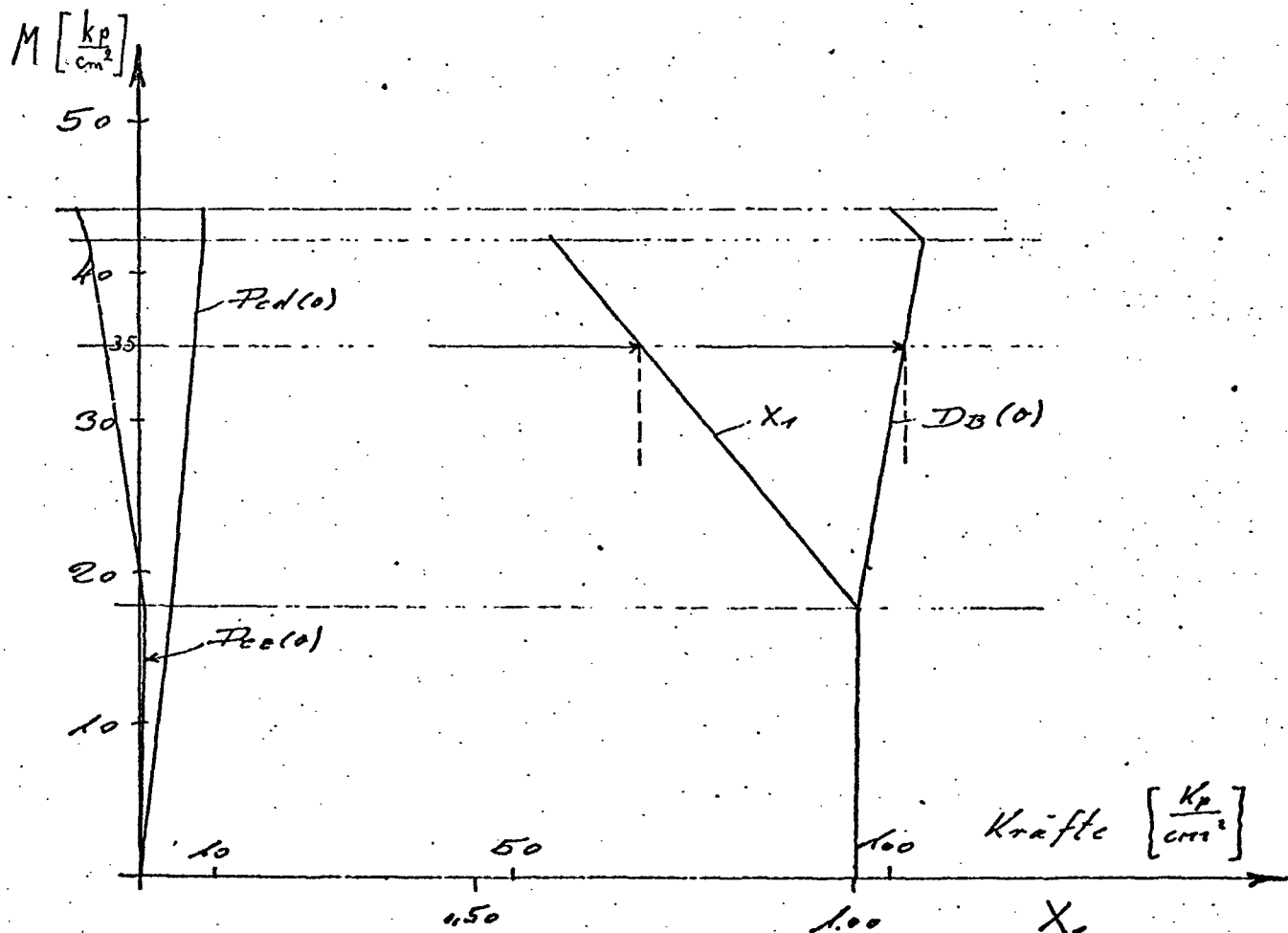
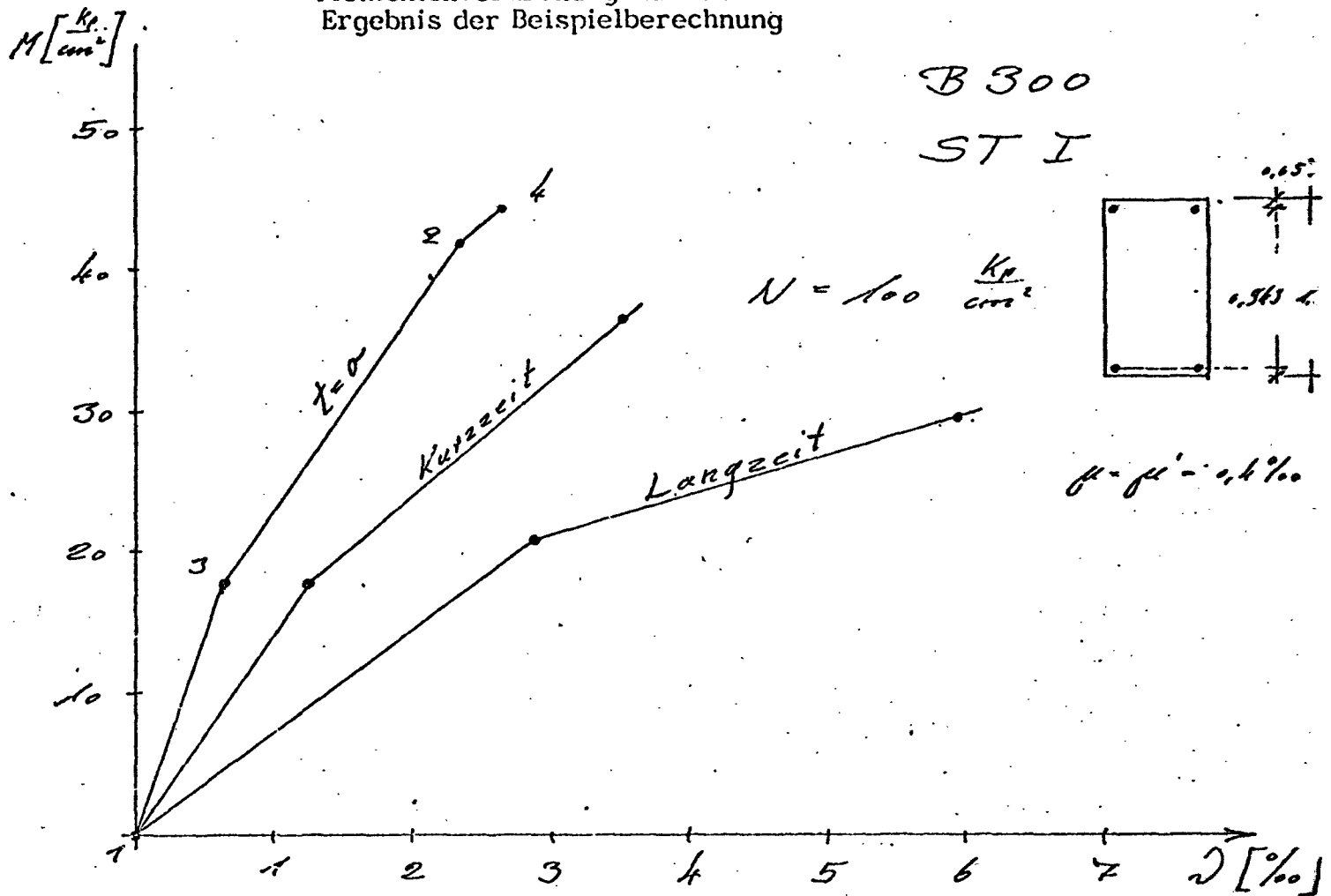
Grundlagen der Berechnung zeitabhängiger Momentenverdrehungskurven von Stahlbetonquerschnitten

1. Für Kurzzeit $\bar{\sigma}(t_k)$ und $\bar{\epsilon}(t_k)$ nach Tabelle
2. Für Langzeit $\bar{\sigma}(\infty) = 0,70$ und $\bar{\epsilon}(\infty)$ nach Formel
3. Für Zwischenzeiten siehe [1]



1	2	3	4	5	6
Nennbetongüte B_N	Elastizitätsmodul $\times 10^3$ E_B	Kurzzeit		Langzeit	
		$\bar{\sigma}(t_k)$	$\bar{\epsilon}(t_k)$	$\bar{\sigma}(\infty)$	$\bar{\epsilon}(\infty)$
kp/cm ²	kp/cm ²	$= 0,85 B_N$	%	$0,70 B_N$	%
600	390	510	0,63	420	5,30
500	370	425	0,92	350	5,30
400	340	360	1,20	280	5,30
300	300	255	1,48	210	5,30
200	260	170	1,81	140	5,30

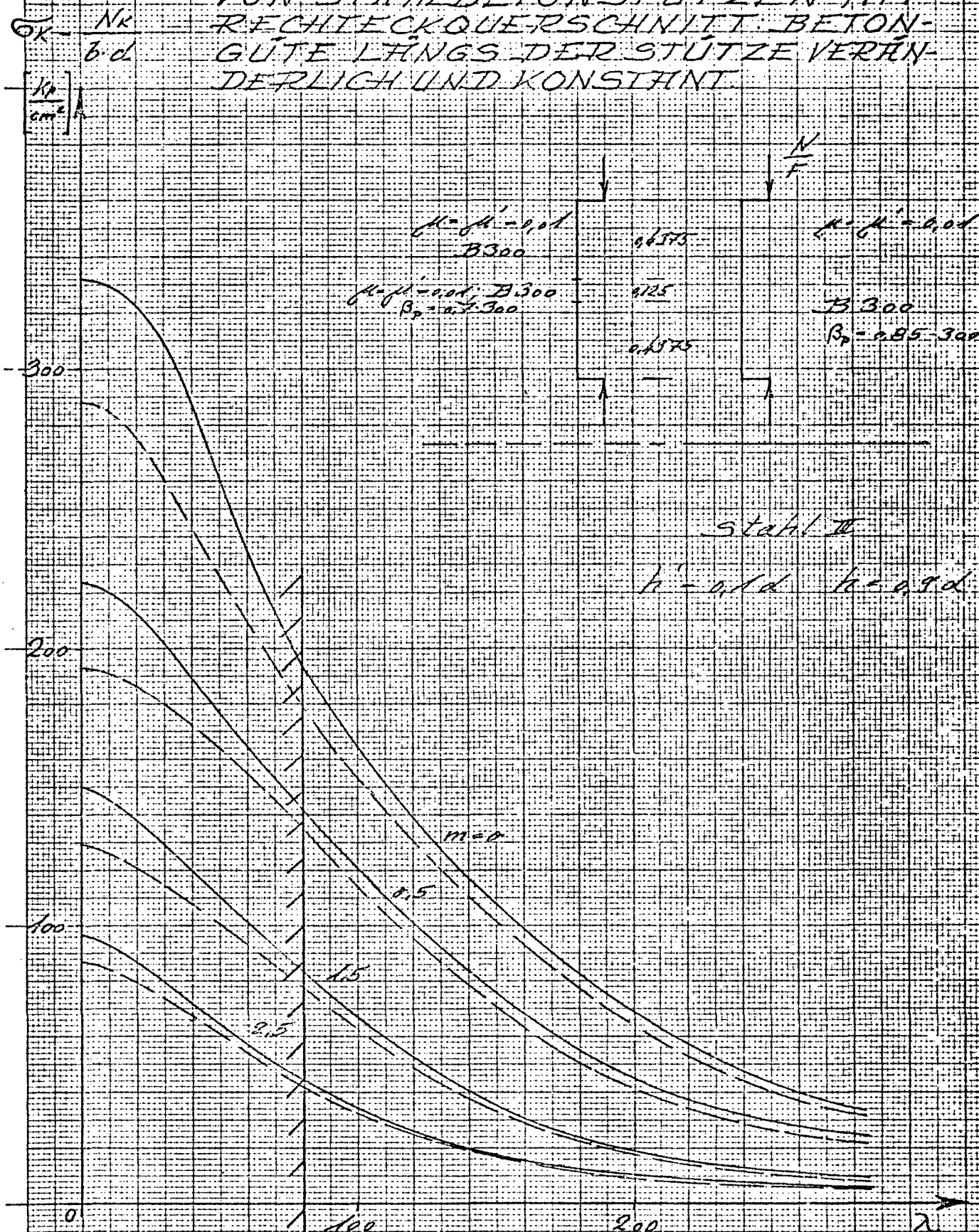
Momentenverdrehungskurven.
Ergebnis der Beispielberechnung

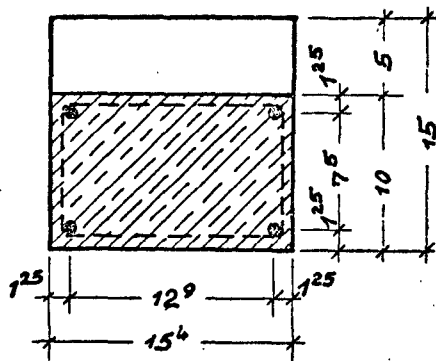


Verlauf der Schnittgrößen zur Zeit $t=0$ als Hilfsmittel

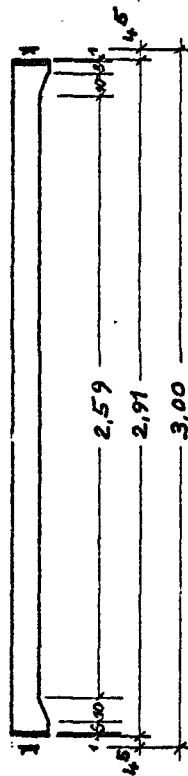
zur Bestimmung von $D_r(0)$ und X_1

VERGLEICH DER TRAGLASTEN
VON STAHLBETONSTÜTZEN MIT
RECHTECKQUERSCHNITT. BETON-
GÜTE LÄNGS DER STÜTZE VERÄN-
DERLICH UND KONSTANT

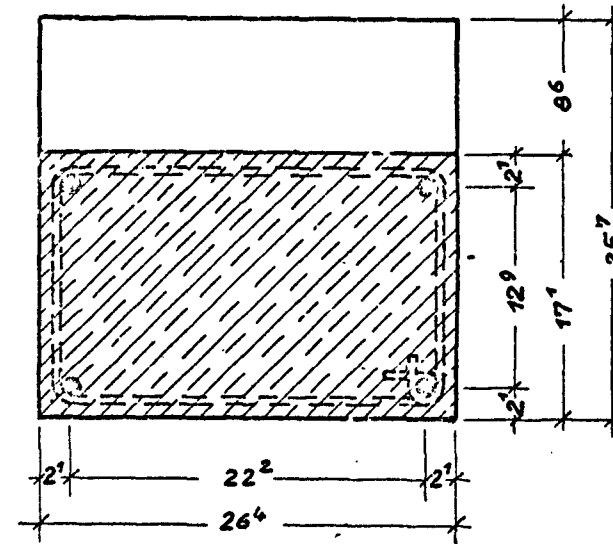




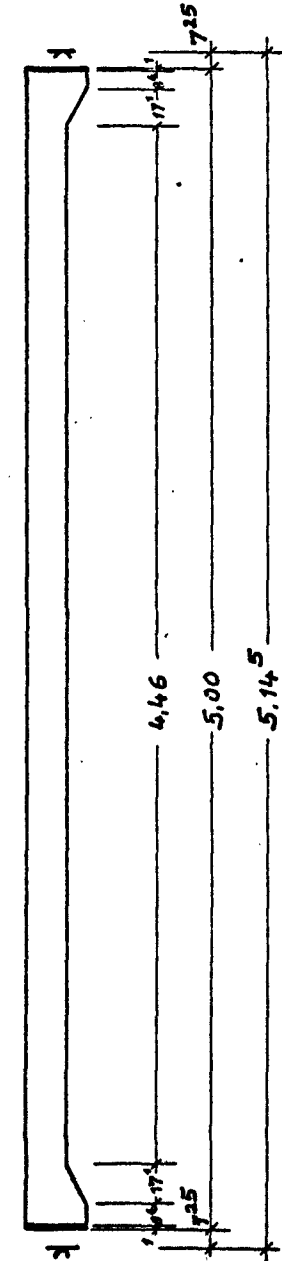
Querschnitt Stütze A...
M 1:5



Abmessungen Stütze A...
M 1:33 1/3



Querschnitt Stütze K...u.LK...
M 1:5



Abmessungen Stütze K...u.LK...
M 1:33 1/3

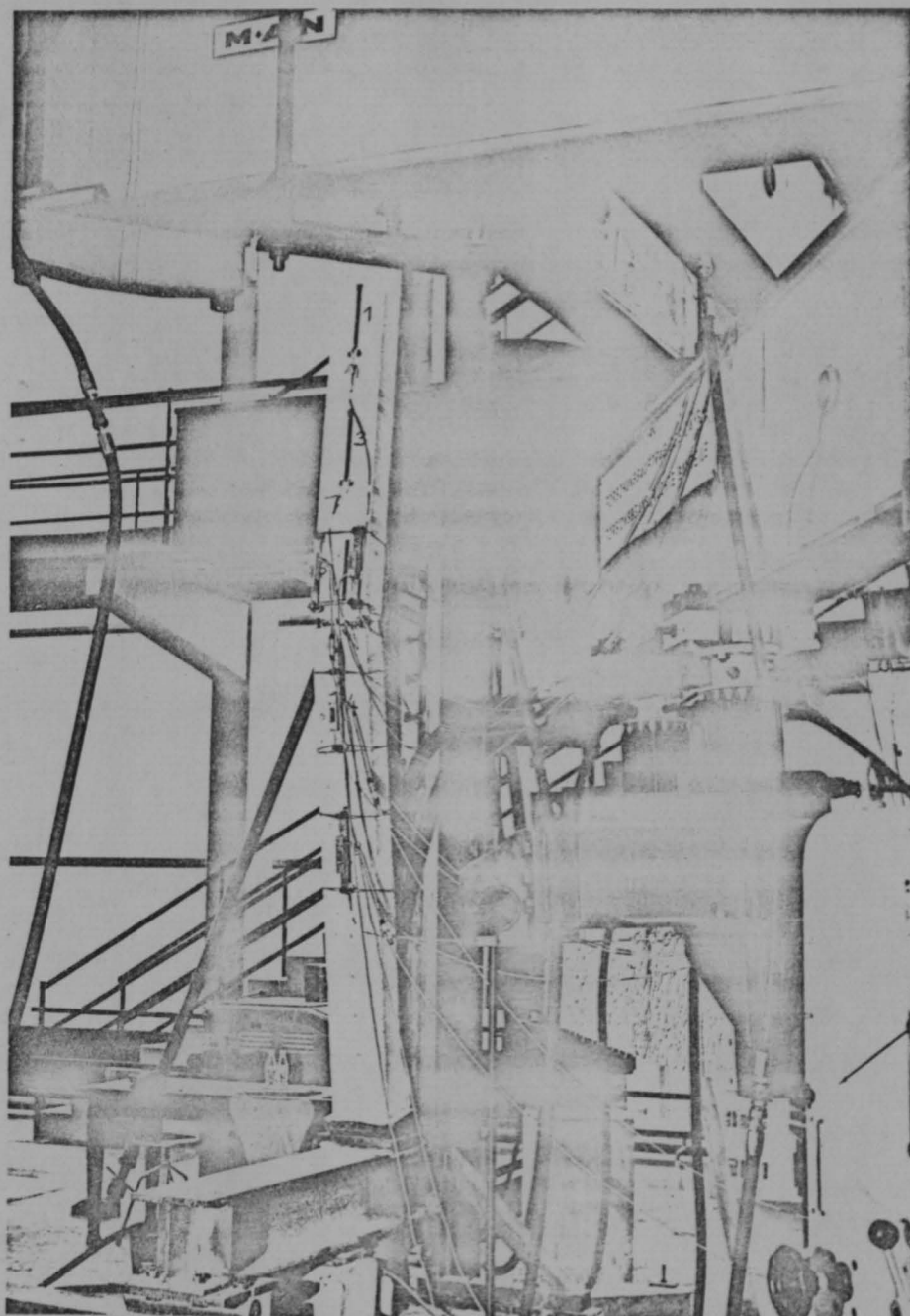


Abb 35

Foto Reihe A

Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau
Technische Universität Braunschweig

Antliche Materialprüfanstalt für das Bauwesen

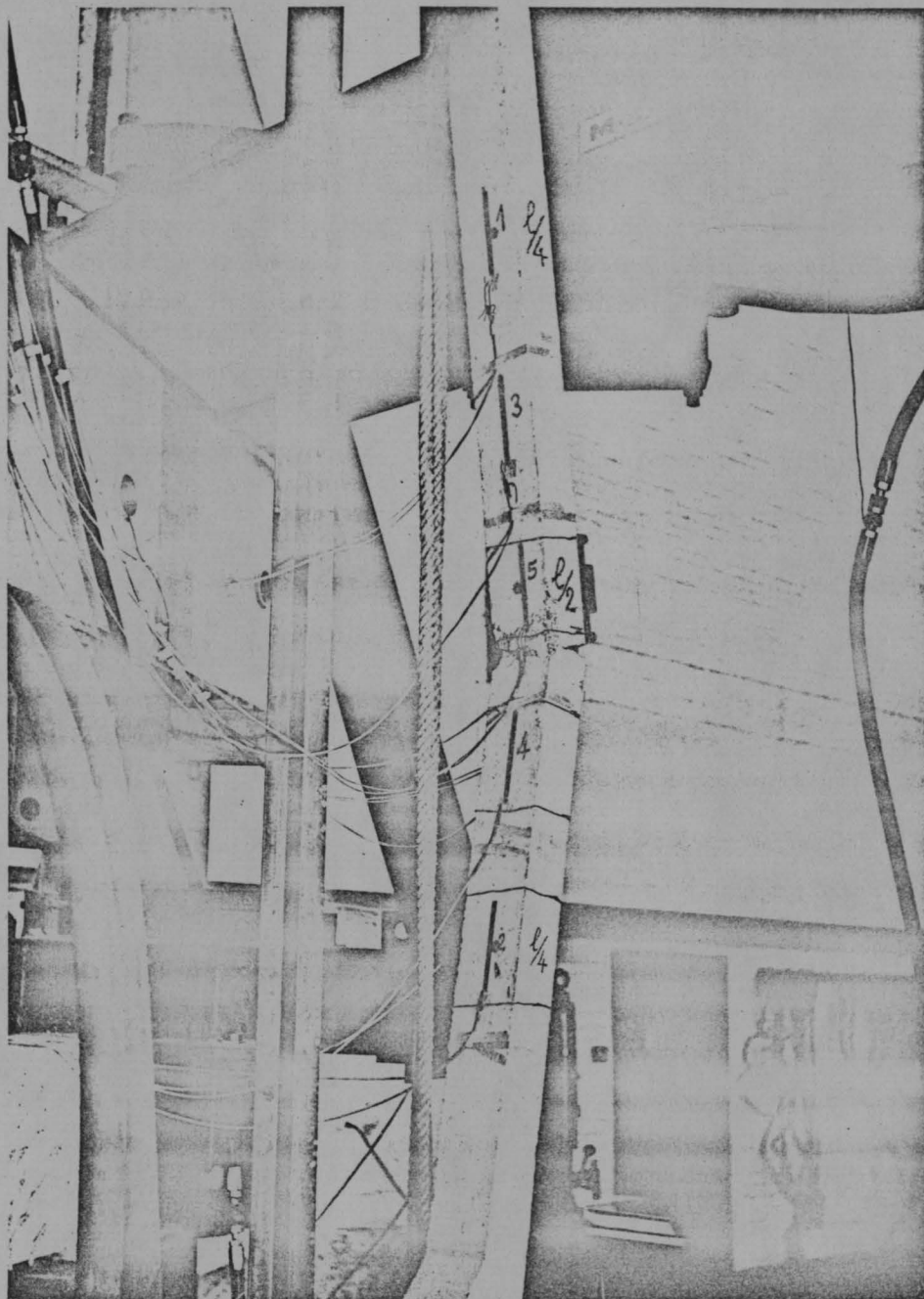


Abb 36

Foto Reihe A

Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau
Technische Universität Braunschweig

Amtliche Materialprüfanstalt für das Bauwesen

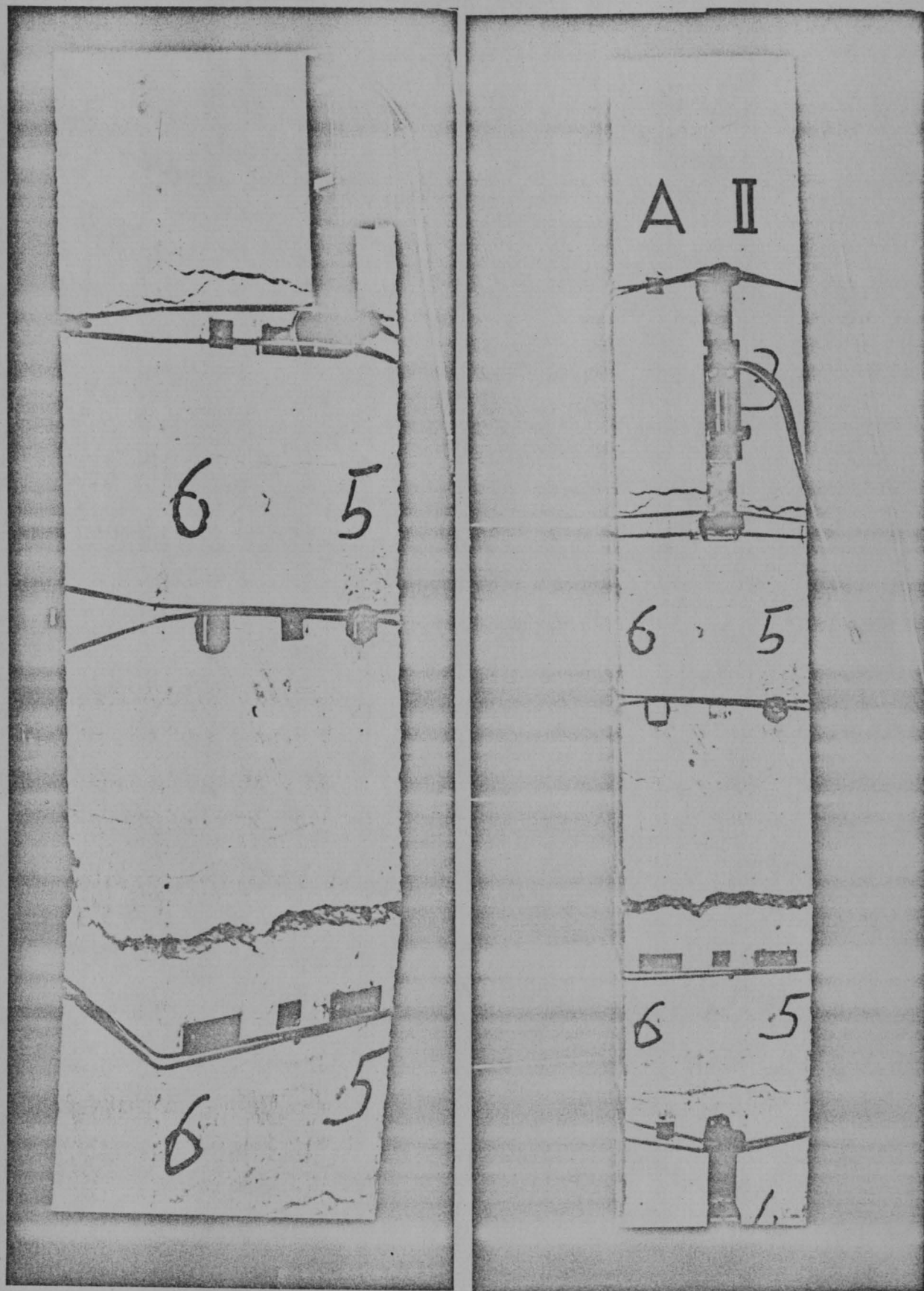


Abb 37

Foto Reihe A

Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau
Technische Universität Braunschweig

Antliche Materialprüfanstalt für das Bauwesen

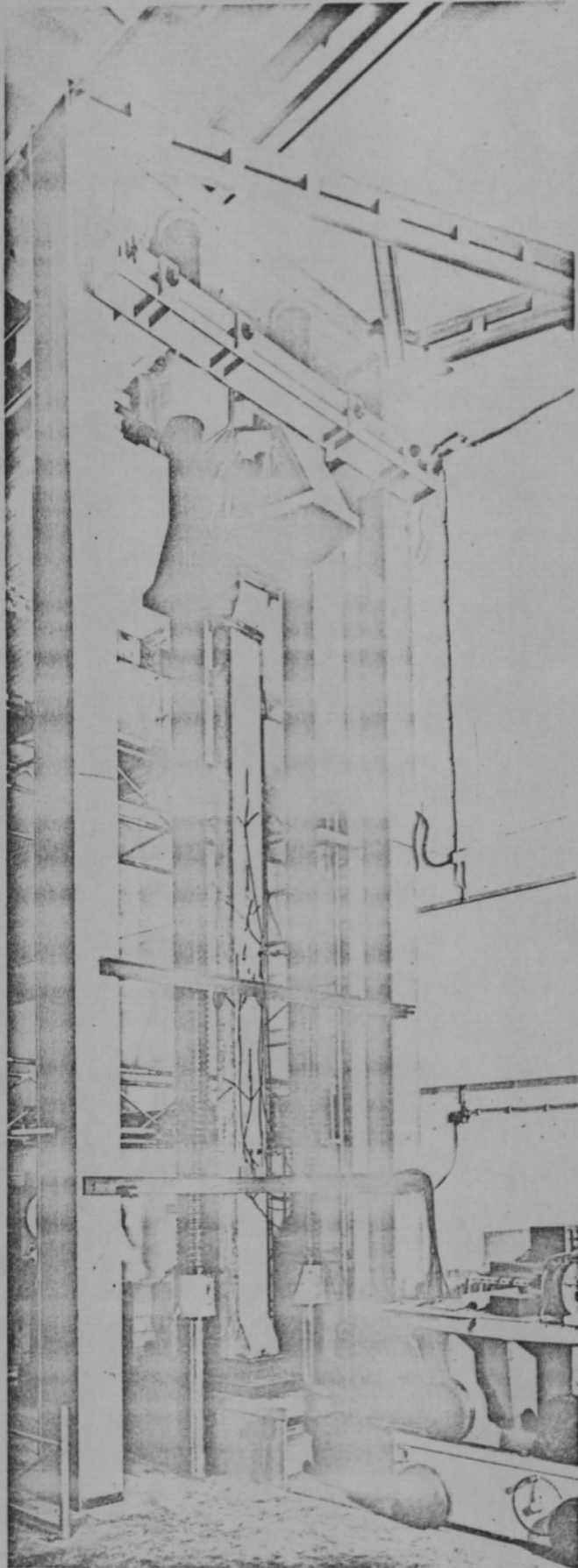


Abb 38

Foto Reihe K

Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau
Technische Universität Braunschweig

Angewandte Materialprüfanstalt für das Bauwesen



Abb 39

Foto Reihe K

Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau
Technische Universität Braunschweig

Amplische Materialprüfanstalt für das Bauwesen

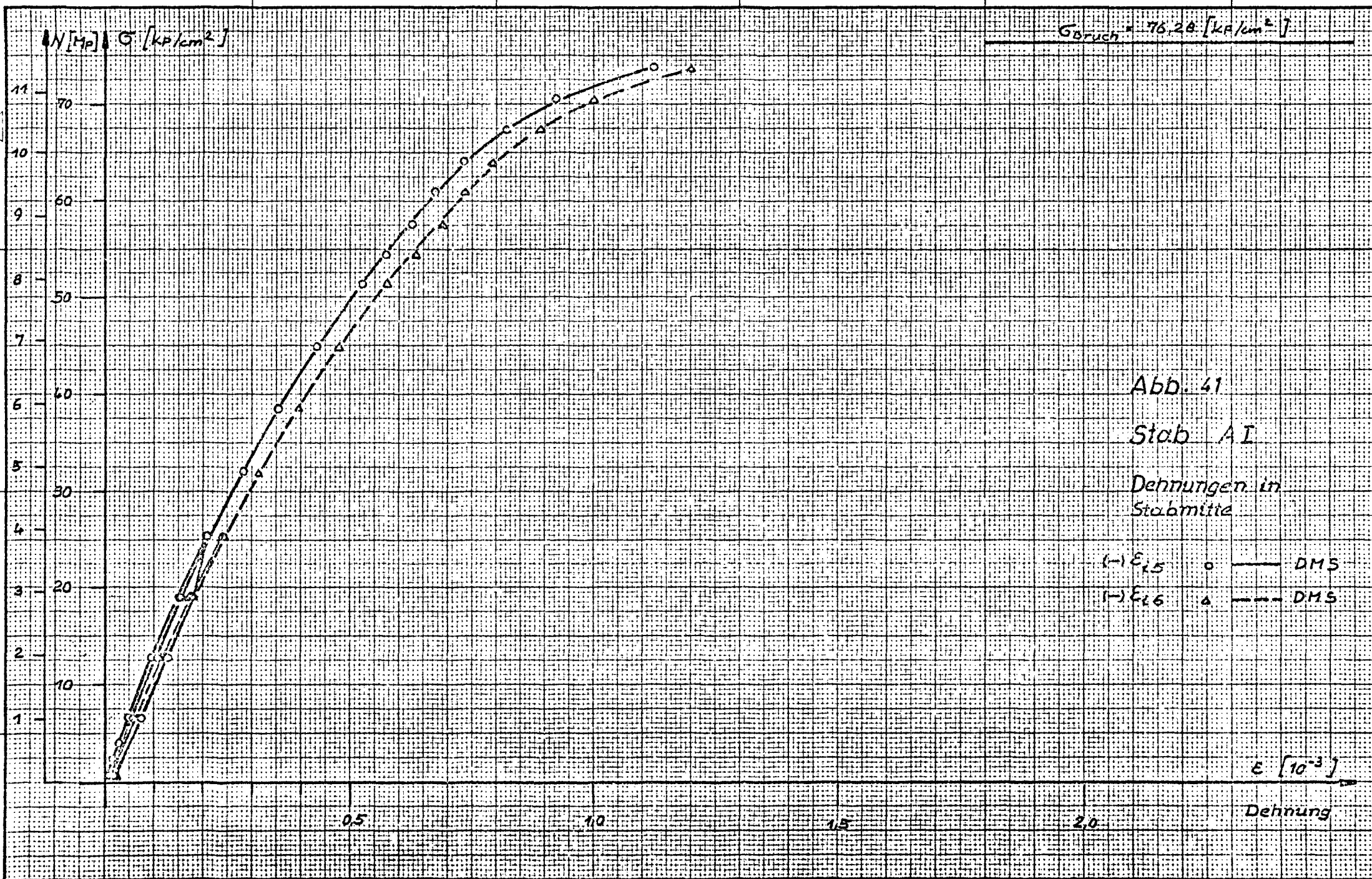


Abb. 41
Stab AI
Dehnungen in
Stabmitte

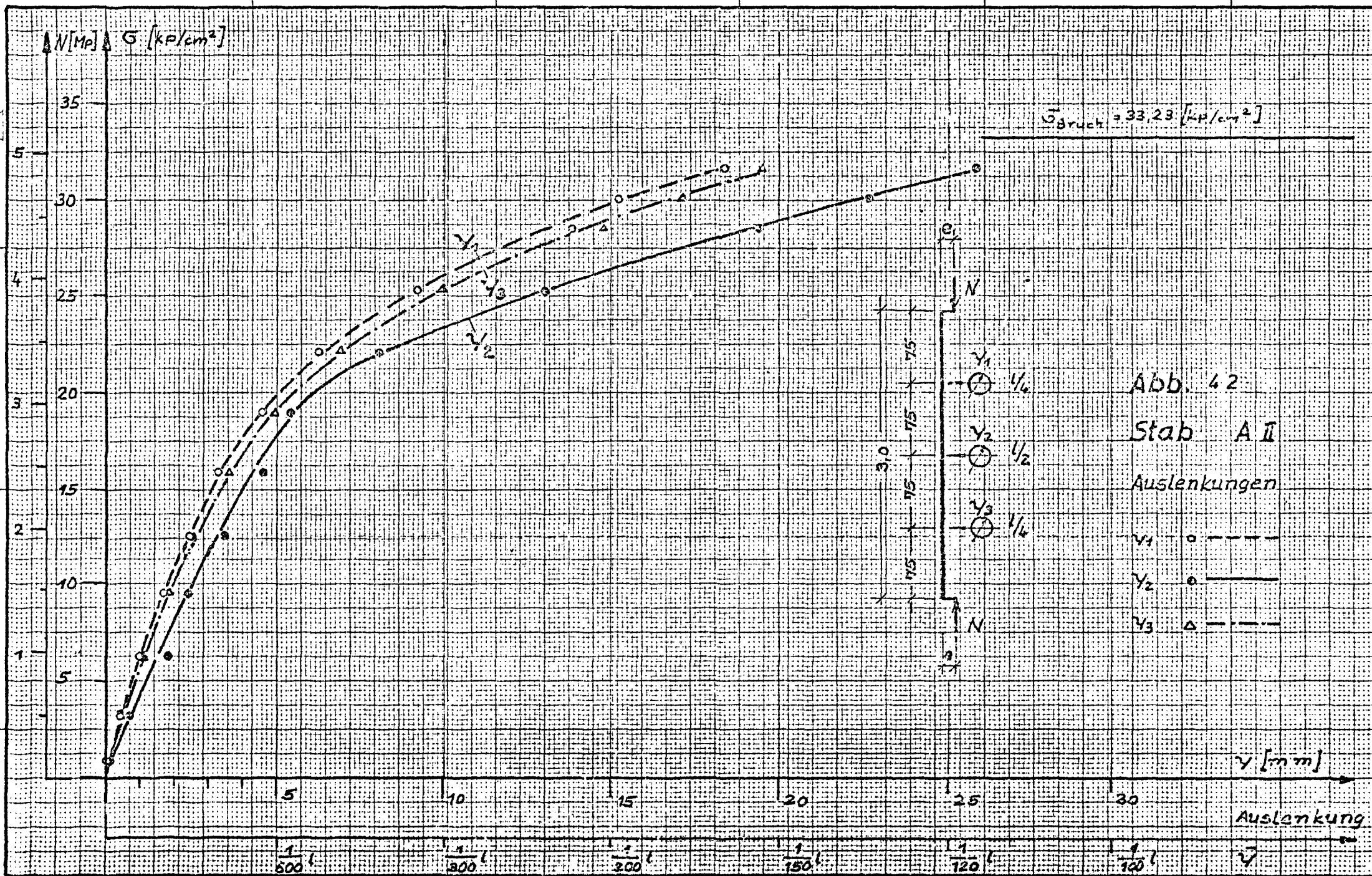
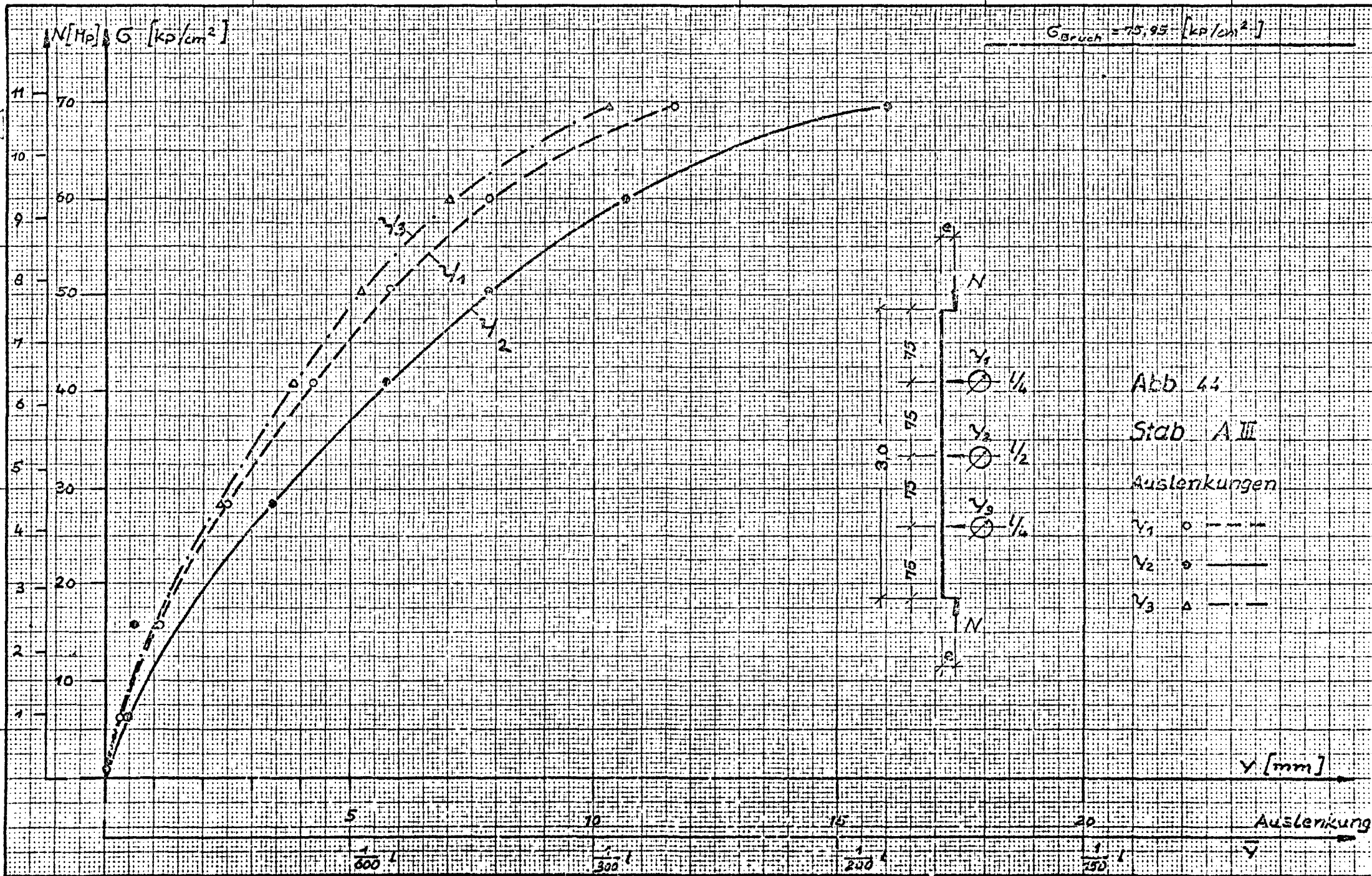




Abb. 43
Stab A II

$G_{Bm} = 33.23$ [kp/cm²]



$N [Mp]$ $\sigma [kp/cm^2]$

Bruch = 75,95 $[kp/cm^2]$

Abb. 45
Stab A III

Krümmungsradien
in Stabmitte

R_E + — +
infolge Dehnung

R_V o — — o
infolge Auslenkung

Dehnungen in
Stabmitte

(-) ϵ_{L5} o — — — — — DMS

(-) ϵ_{L6} Δ — — — — — DMS

(+) ϵ_{a5} o — — — — — WAN

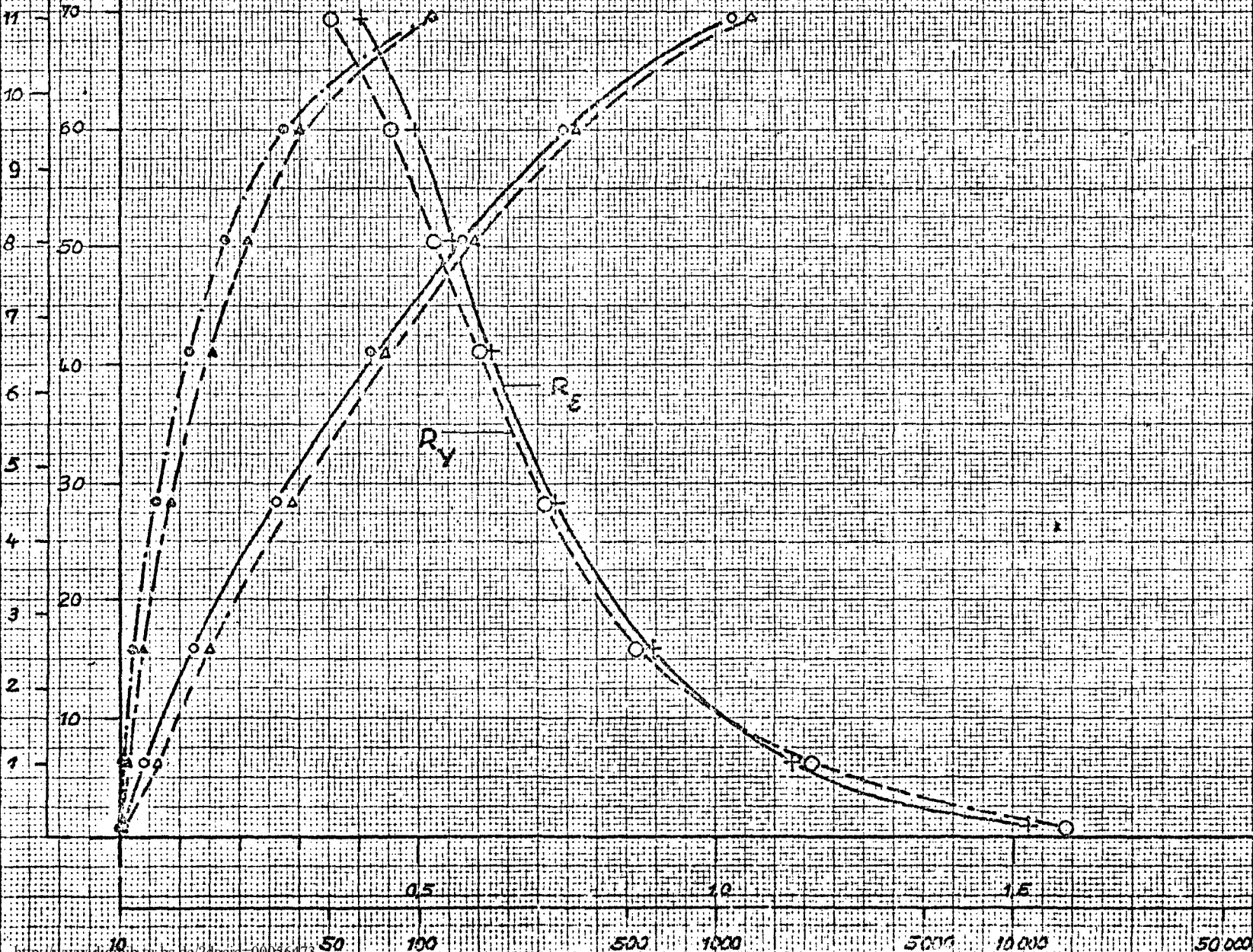
(+) ϵ_{a6} Δ — — — — — WAN

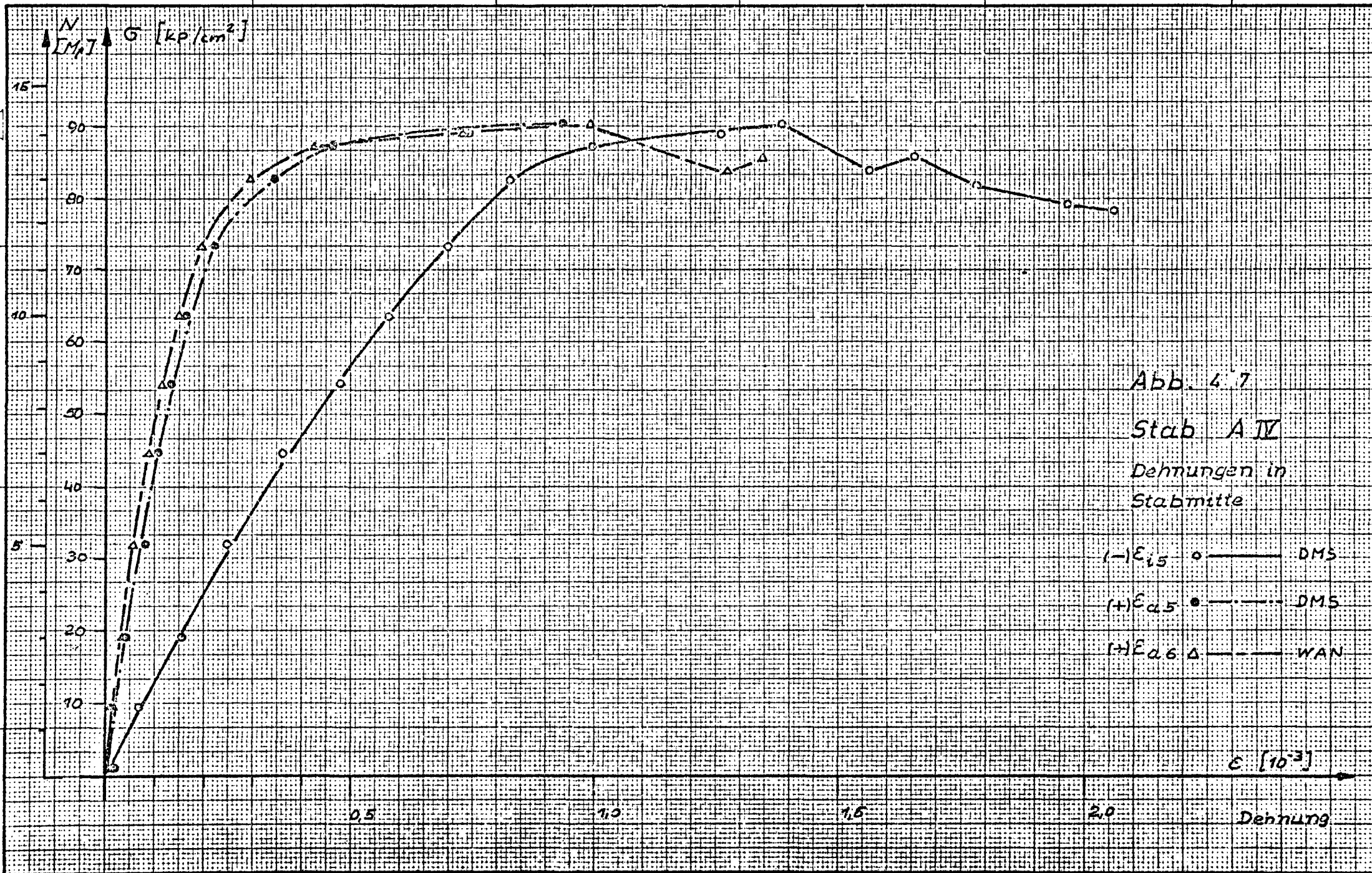
$\epsilon [10^{-3}]$

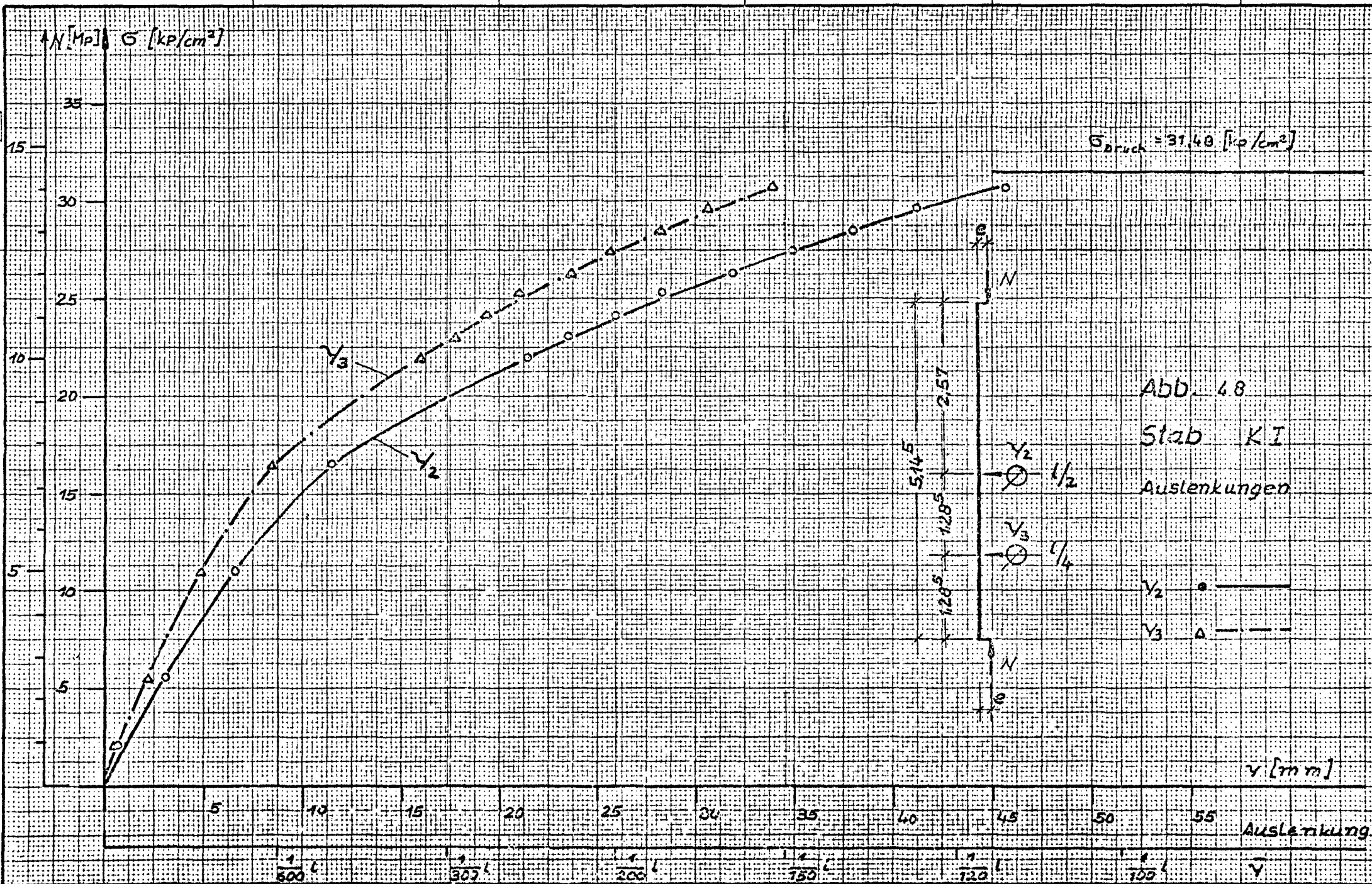
0,5 1,0 1,5 2,0 Dehnung

Krümmungsradius R
[mm]

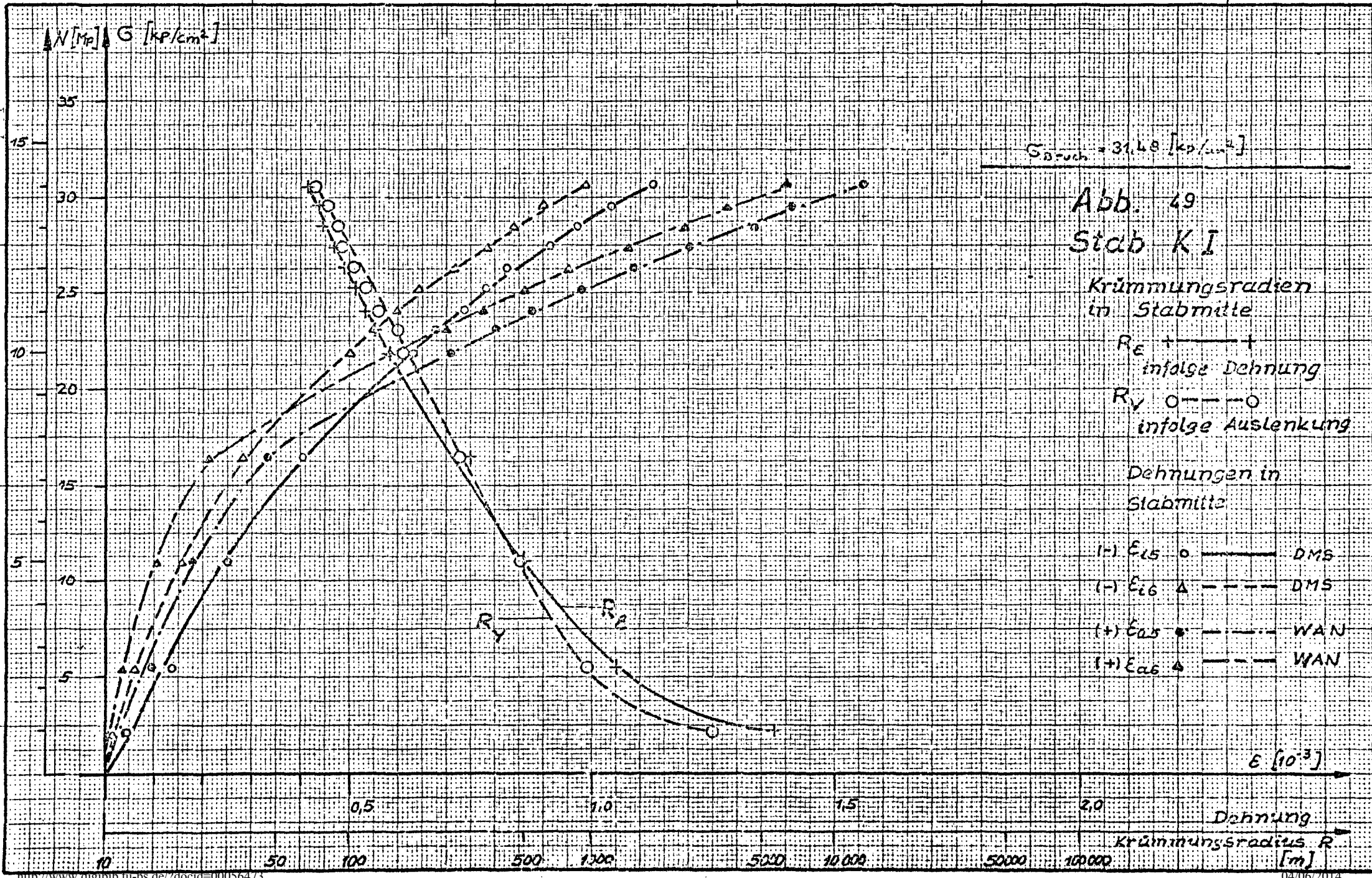
10 50 100 500 1000 5000 10000 50000 100000

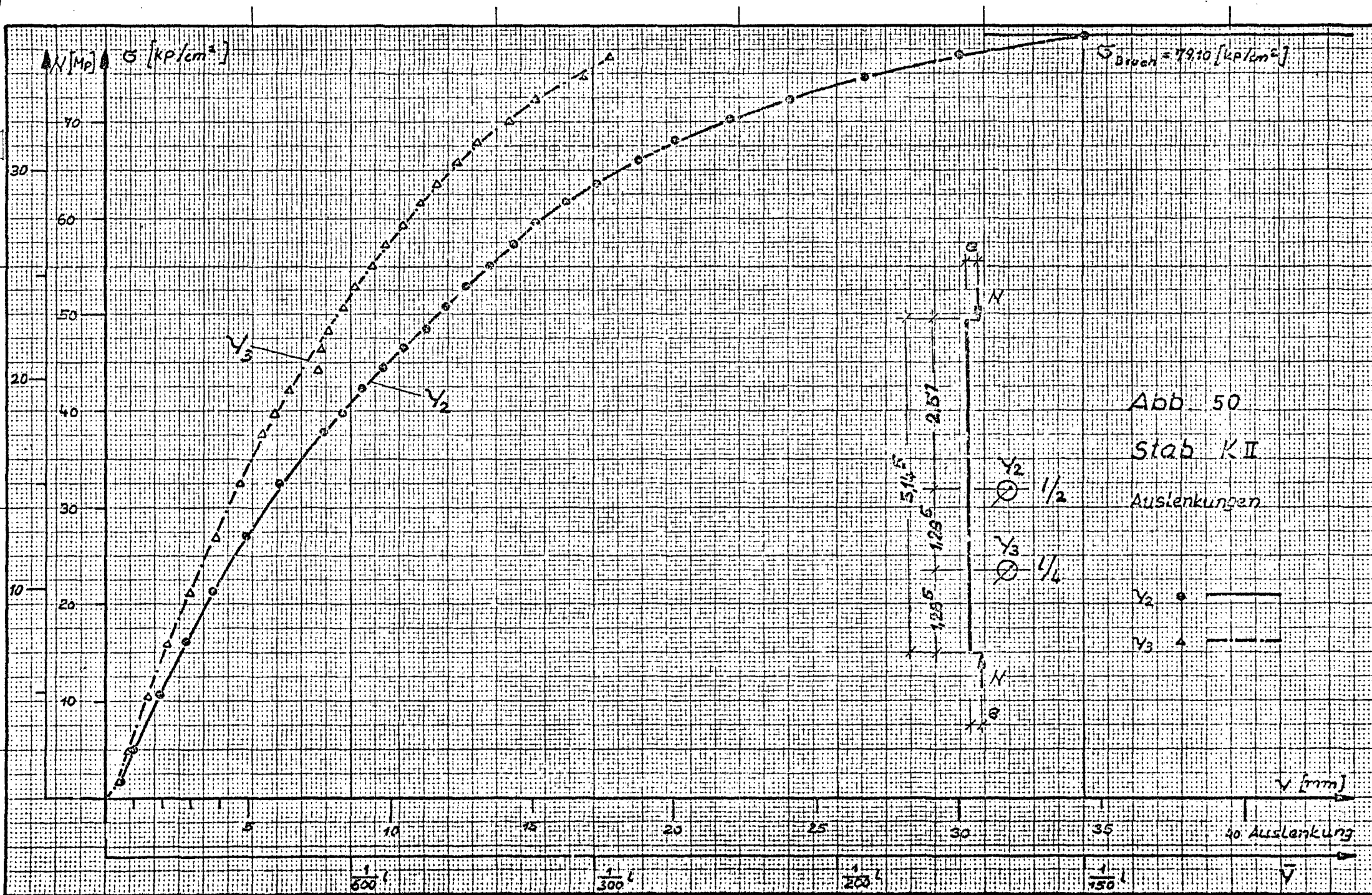




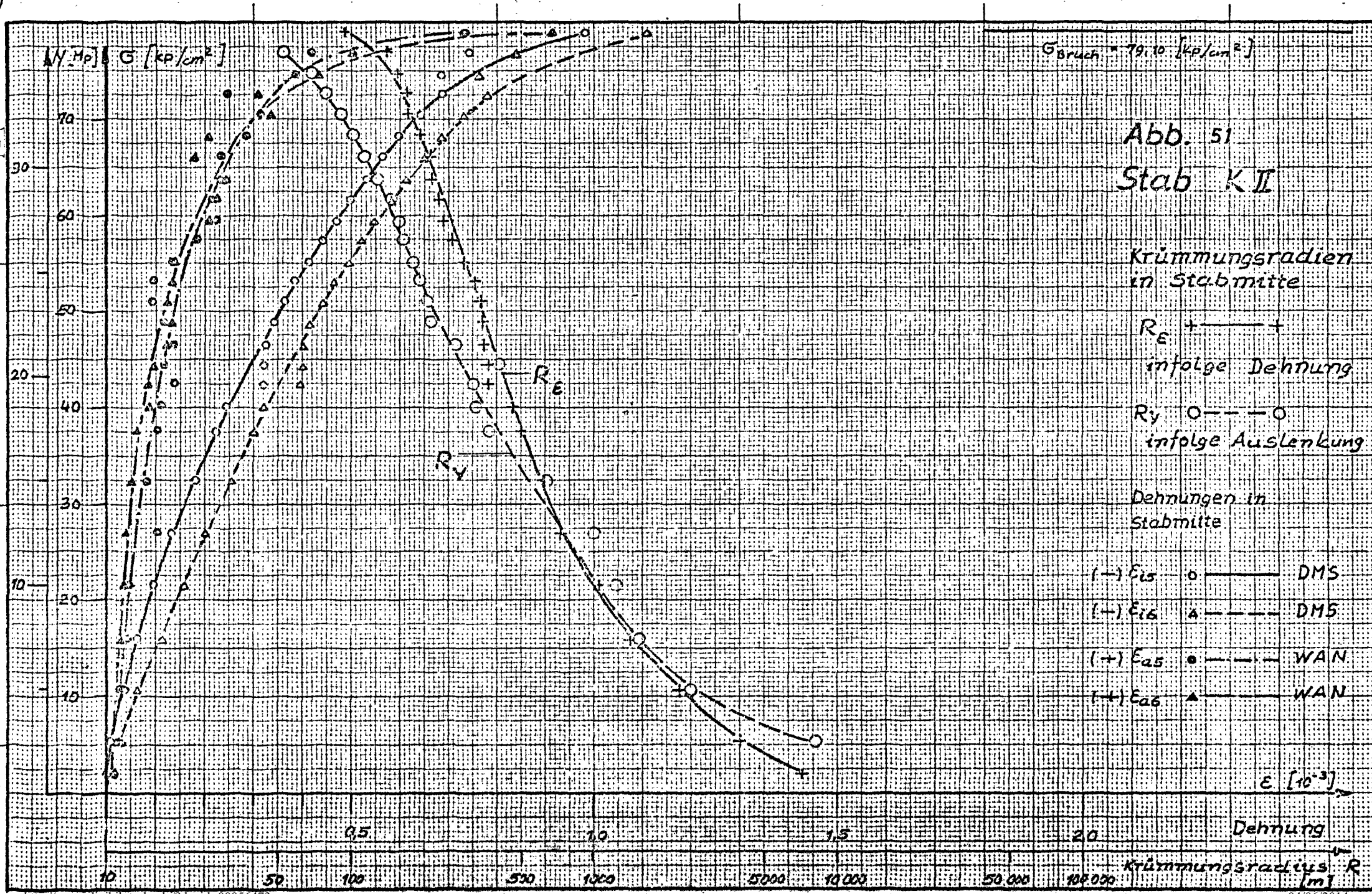


MADE IN GERMANY

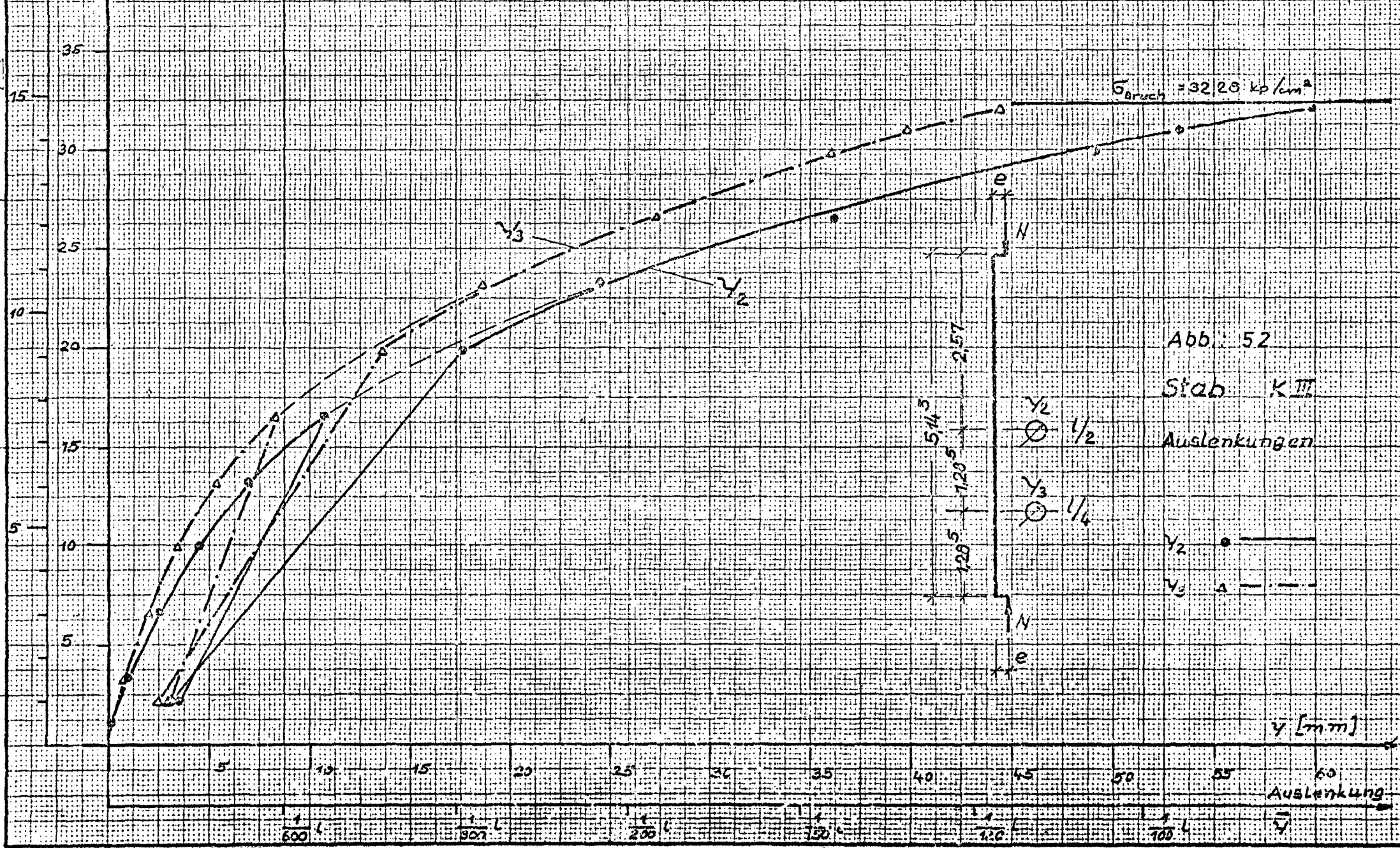


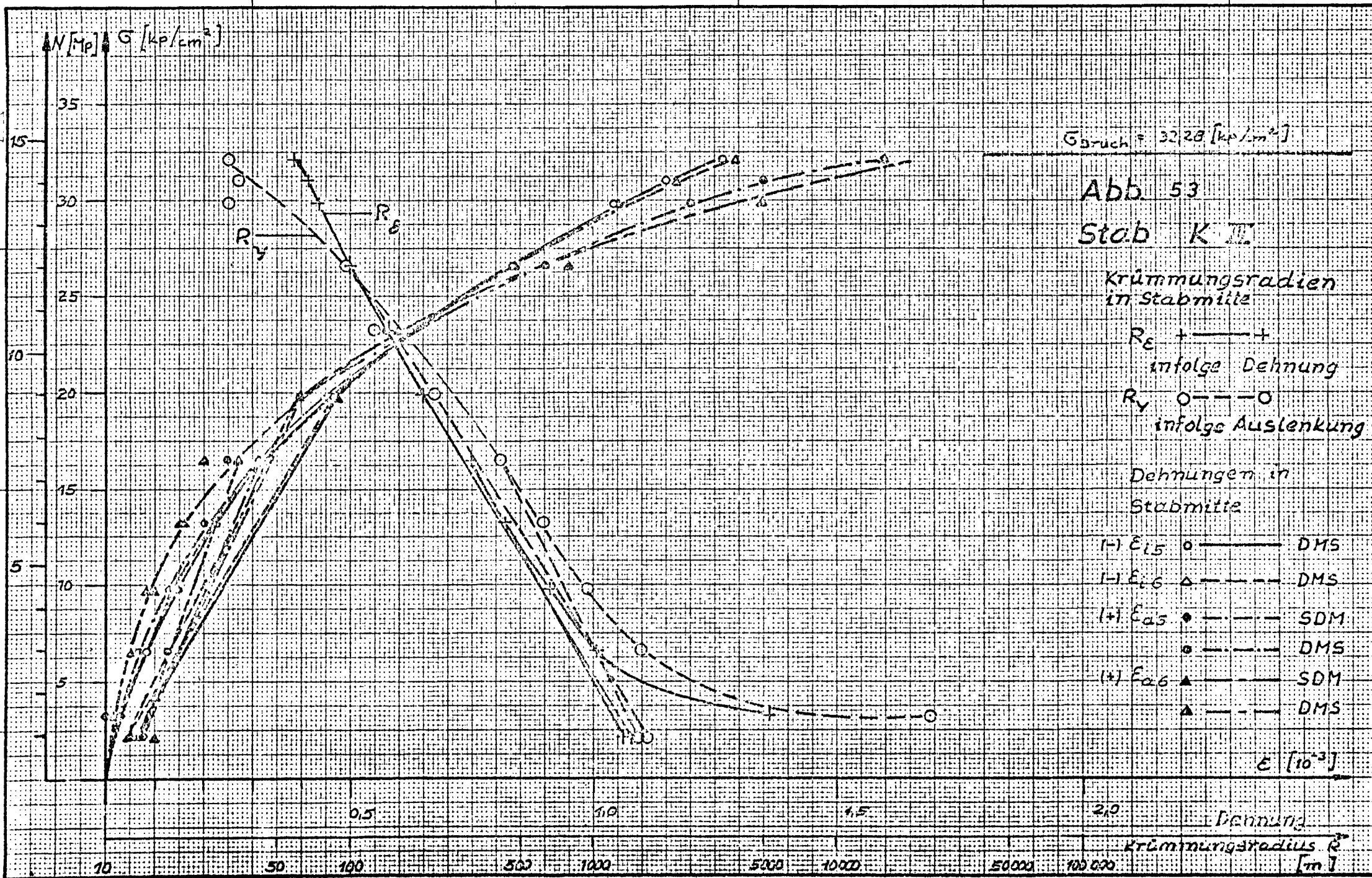


MADE IN GERMANY



$N [MPa]$ $\sigma [kp/cm^2]$





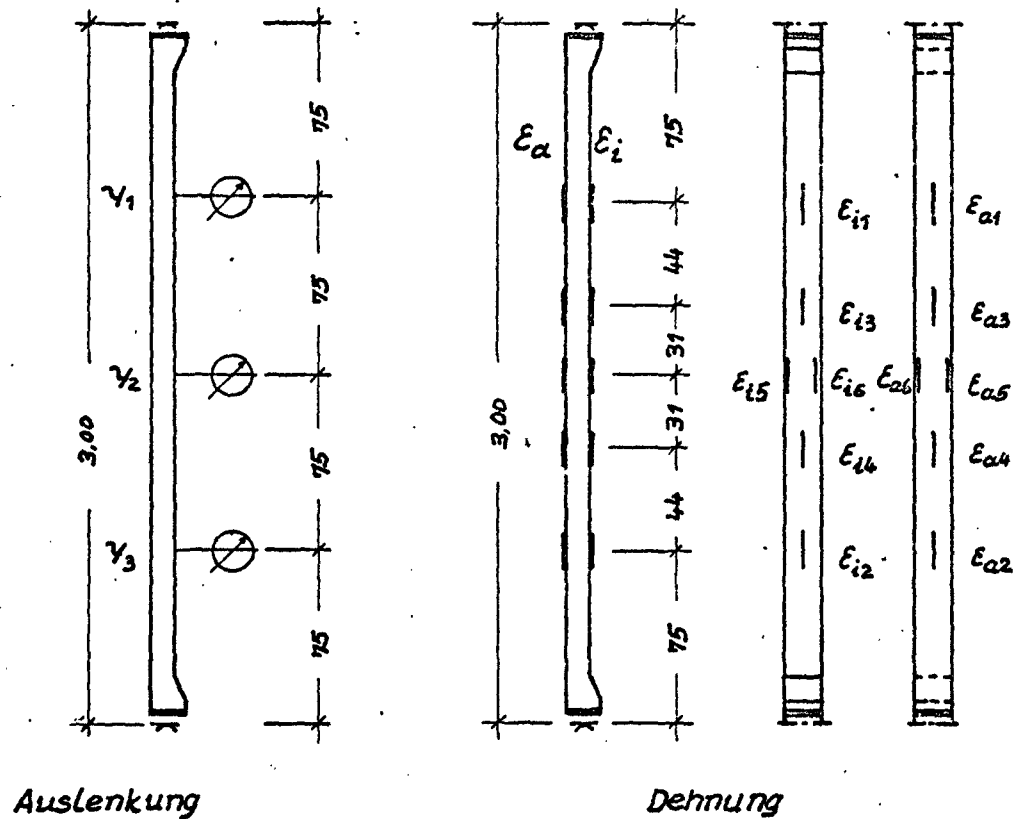


Abb. 54

Anordnung der Meßstellen
bei dem Versuch AI

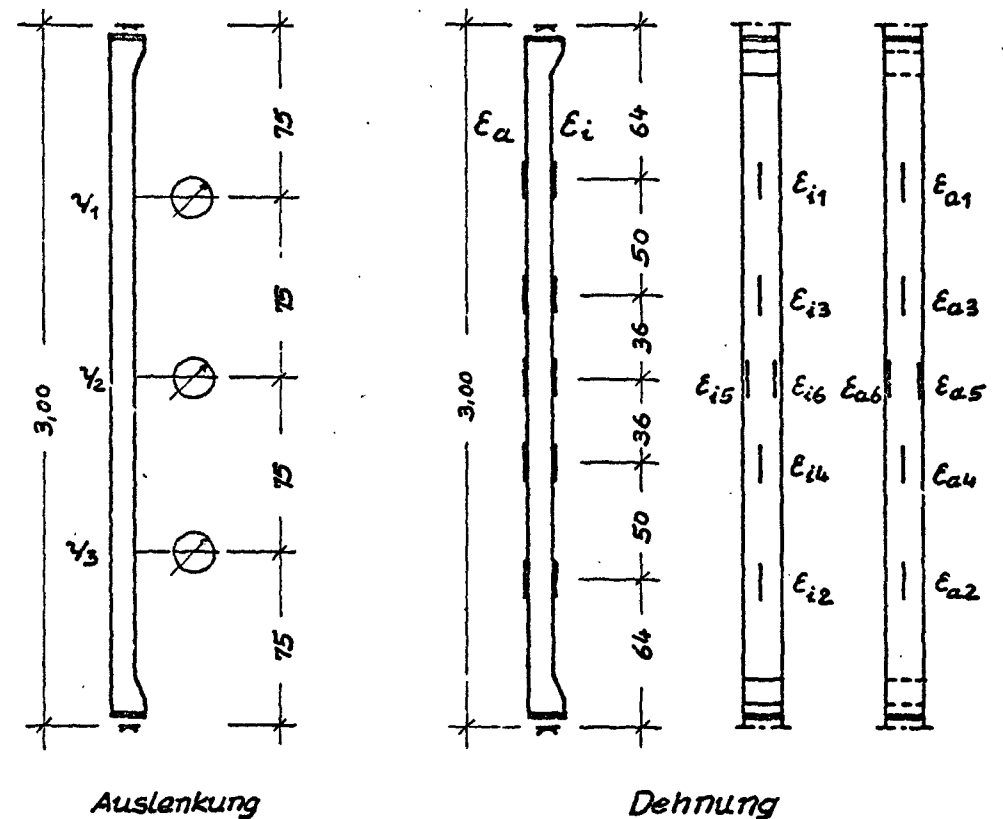
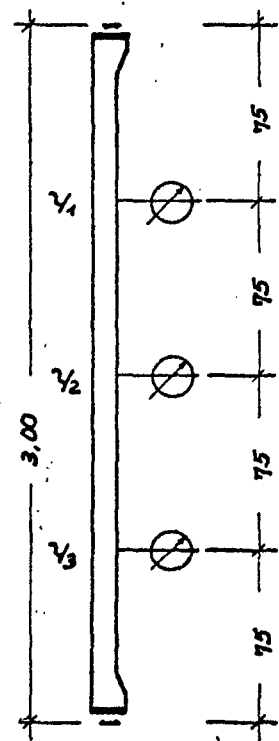
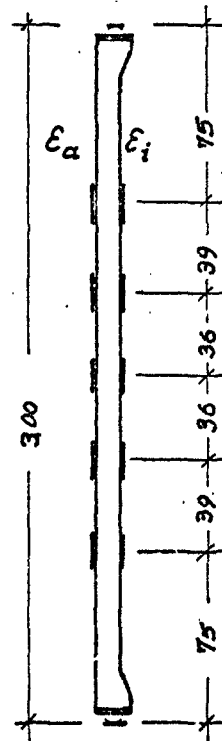


Abb. 55

Anordnung der Meßstellen
bei den Versuchen AII u. AIII



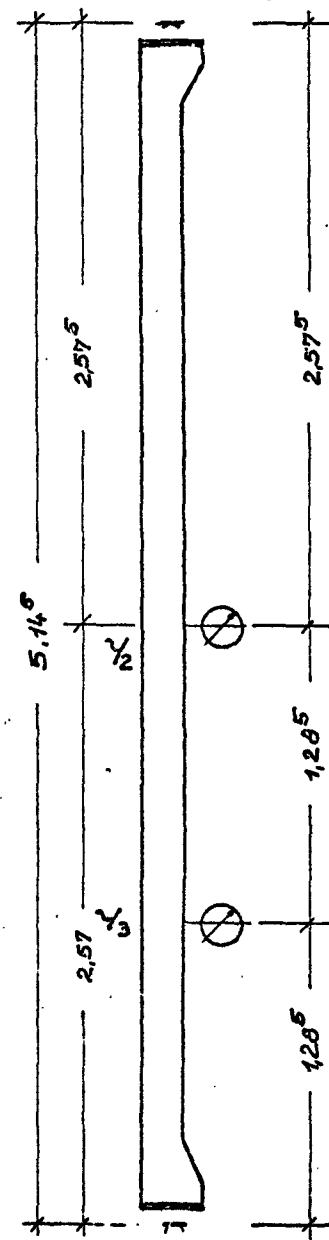
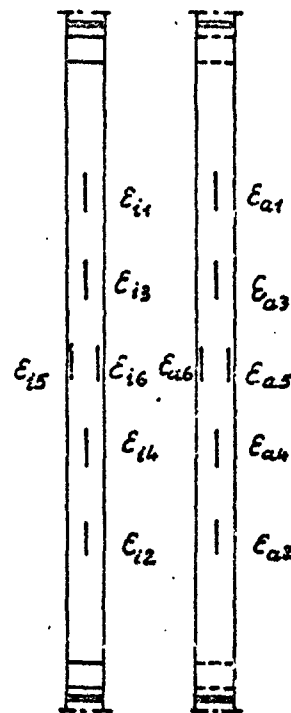
Auslenkung



Dehnung

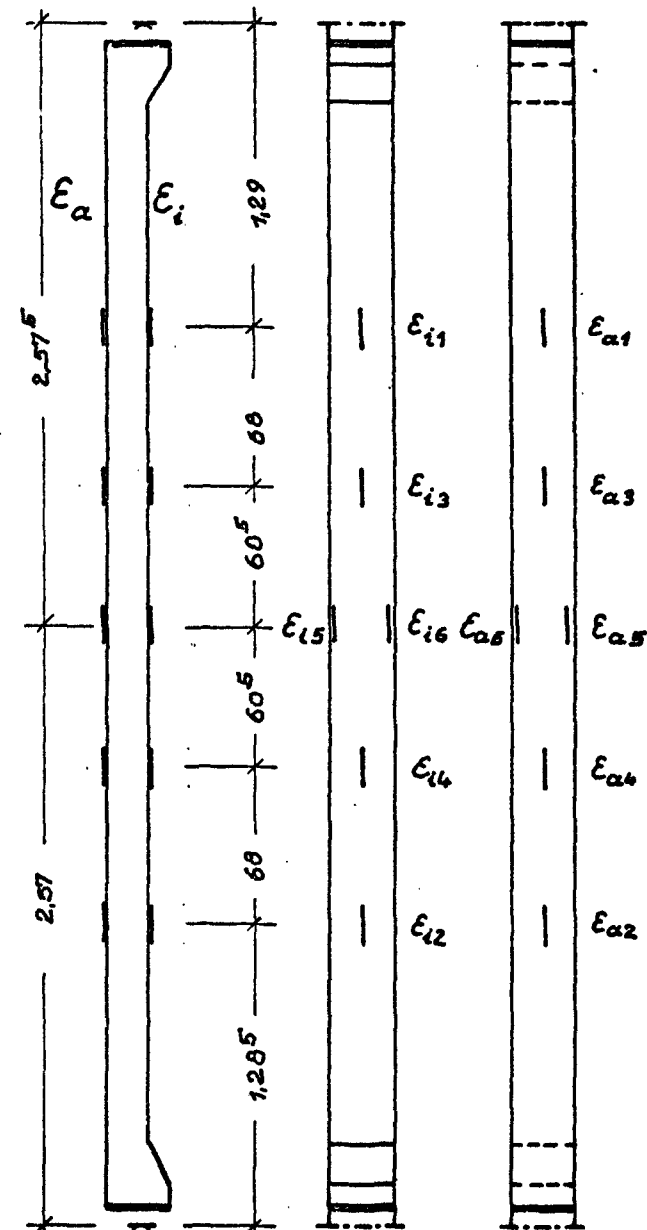
Abb. 56

Anordnung der Meßstellen
bei dem Versuch A IV



Auslenkung

Abb. 57



Dehnung

Anordnung der Meßstellen
beiden Versuchen KI+K III u. LKI+LK IV

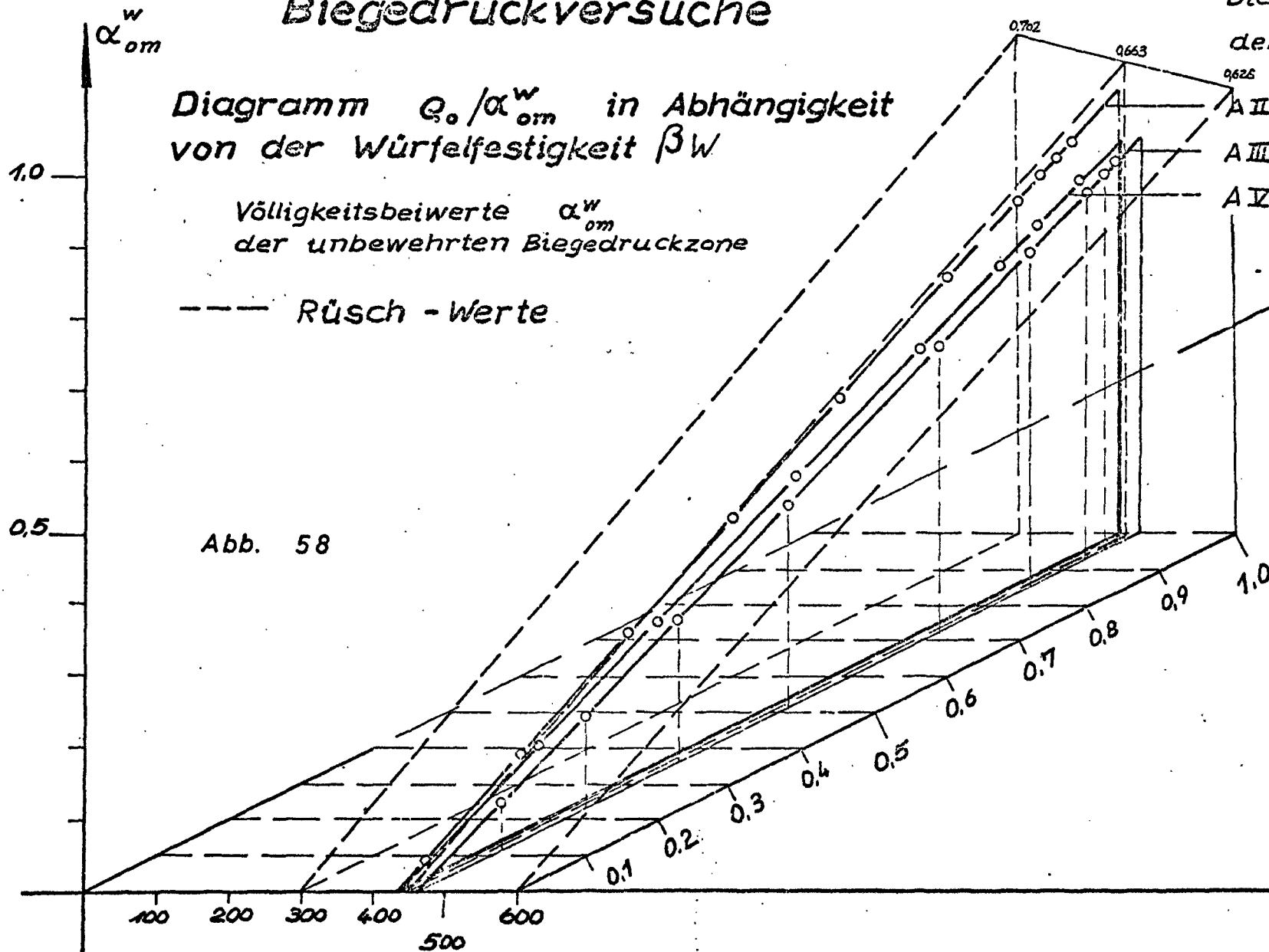
Biegedruckversuche

Diagramm Q_o / α_{om}^w in Abhängigkeit von der Würfel Festigkeit β_w

Volligkeitsbeiwerte α_{om}^w der unbewehrten Biegedruckzone

--- Rüsche - Werte

Abb. 58



Biegedruckprüfung aus dem Versuch

A II $\beta_w = 434 \text{ kp/cm}^2$; $\alpha_w = 0,620$

A III $\beta_w = 460,7 \text{ kp/cm}^2$; $\alpha_w = 0,558$

A IV $\beta_w = 436 \text{ kp/cm}^2$; $\alpha_w = 0,550$

$$\alpha_{om}^w = \frac{\sigma_o}{\beta_w}$$

$$Q_o = \frac{\sigma_o}{\sigma_{oB}}$$

$$\alpha_w = \frac{\sigma_{oB}}{\beta_w}$$

$\beta_w \text{ [kp/cm}^2 \text{]}$

Biegedruckversuche

Diagramm Q_o / α_{om}^w in Abhängigkeit von der Würfelfestigkeit β_w

Volligkeitsbeiwerte α_{om}^w der unbewehrten Biegedruckzone

--- Rüsç - Werte

Abb. 59

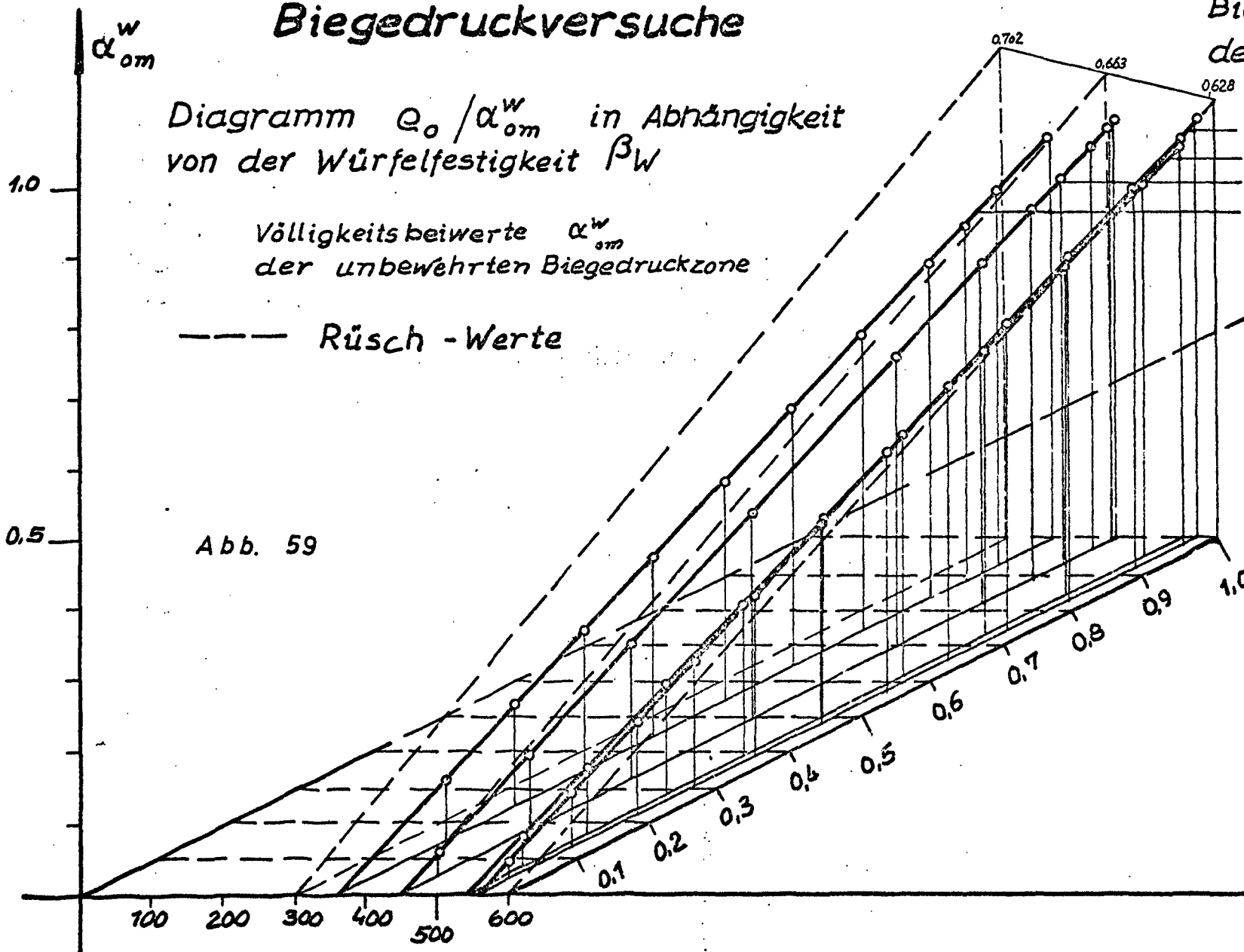
Biegedruckprüfung aus dem Versuch

K III $\beta_w = 559 \text{ [kp/cm}^2\text{]}$
 K II (322 Tg.) $\beta_w = 543$
 K II (28 Tg.) $\beta_w = 456$
 K I $\beta_w = 358$

$$\alpha_{om}^w = \frac{\sigma_o}{\beta_w}$$

$$Q_o = \frac{\sigma_o}{\sigma_{oB}}$$

$\beta_w \text{ [kp/cm}^2\text{]}$



Biegedruckversuche

Diagramm q_o / ϵ_1 in Abhängigkeit von der Würfelfestigkeit β_W .

Randstauchungswerte ϵ_1 der unbewehrten Biegedruckzone

Abb. 60

----- Rüsç - Werte

Biegedruckprüfung aus dem Versuch

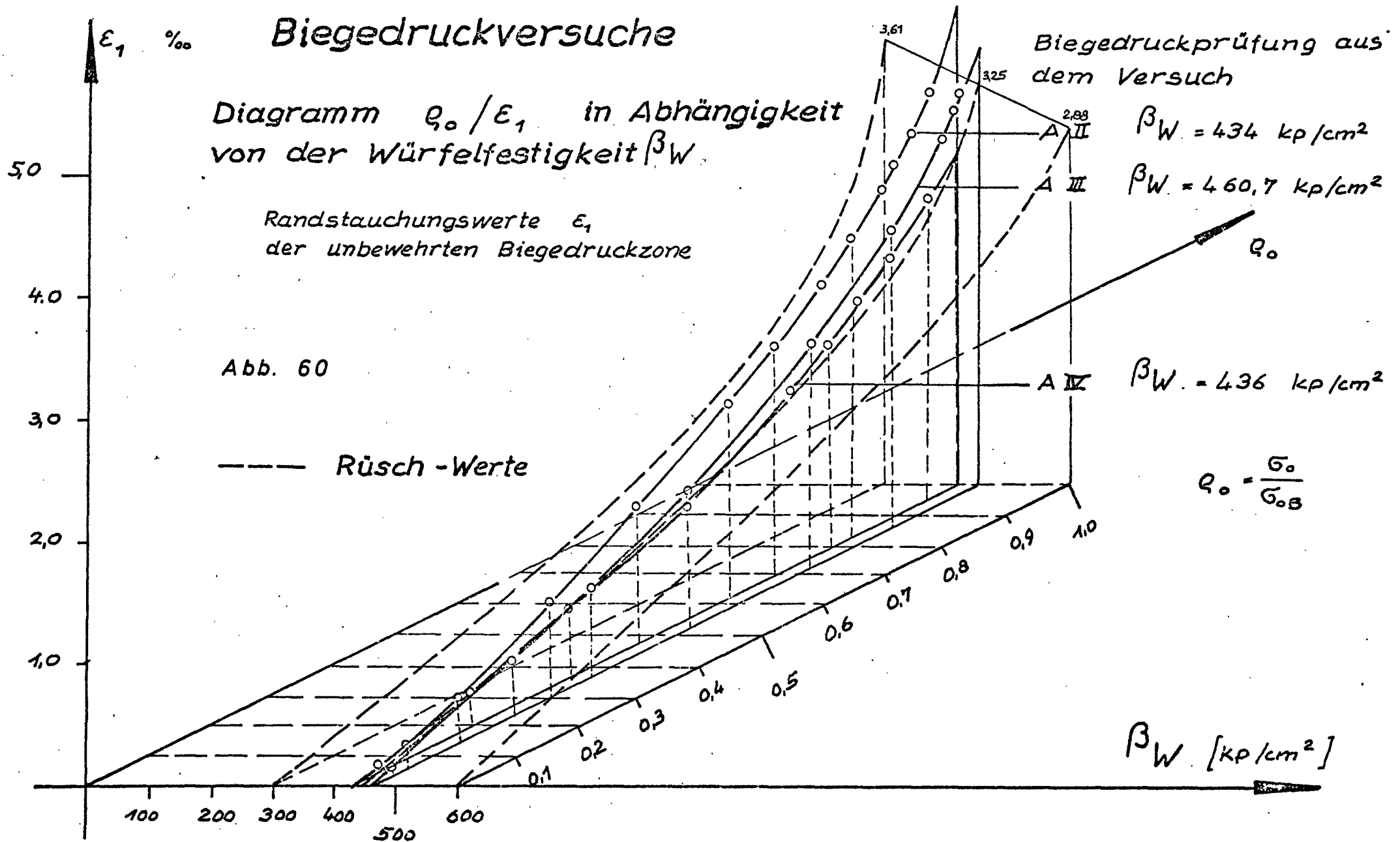
$$\beta_W = 434 \text{ kp/cm}^2$$

$$\beta_W = 460,7 \text{ kp/cm}^2$$

$$\beta_W = 436 \text{ kp/cm}^2$$

$$q_o = \frac{\sigma_o}{\sigma_{oB}}$$

$$\beta_W [\text{kp/cm}^2]$$



$\epsilon_1 [10^{-3}]$ Biegedruckversuche

Diagramm Q_0/ϵ_1 in Abhängigkeit von der Würfel Festigkeit βW .

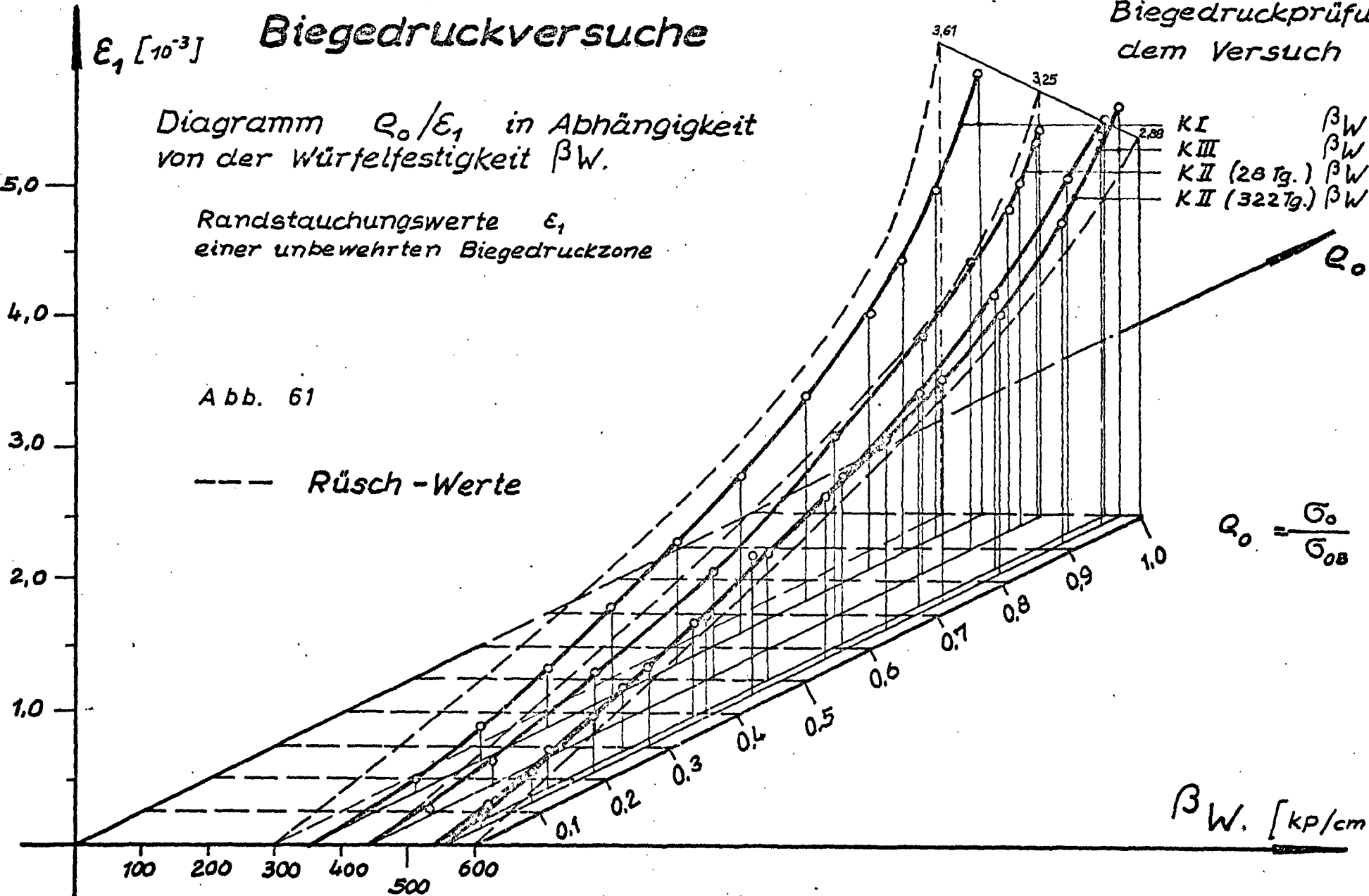
Randstauchungswerte ϵ_1 einer unbewehrten Biegedruckzone

Abb. 61

--- Rüsç - Werte

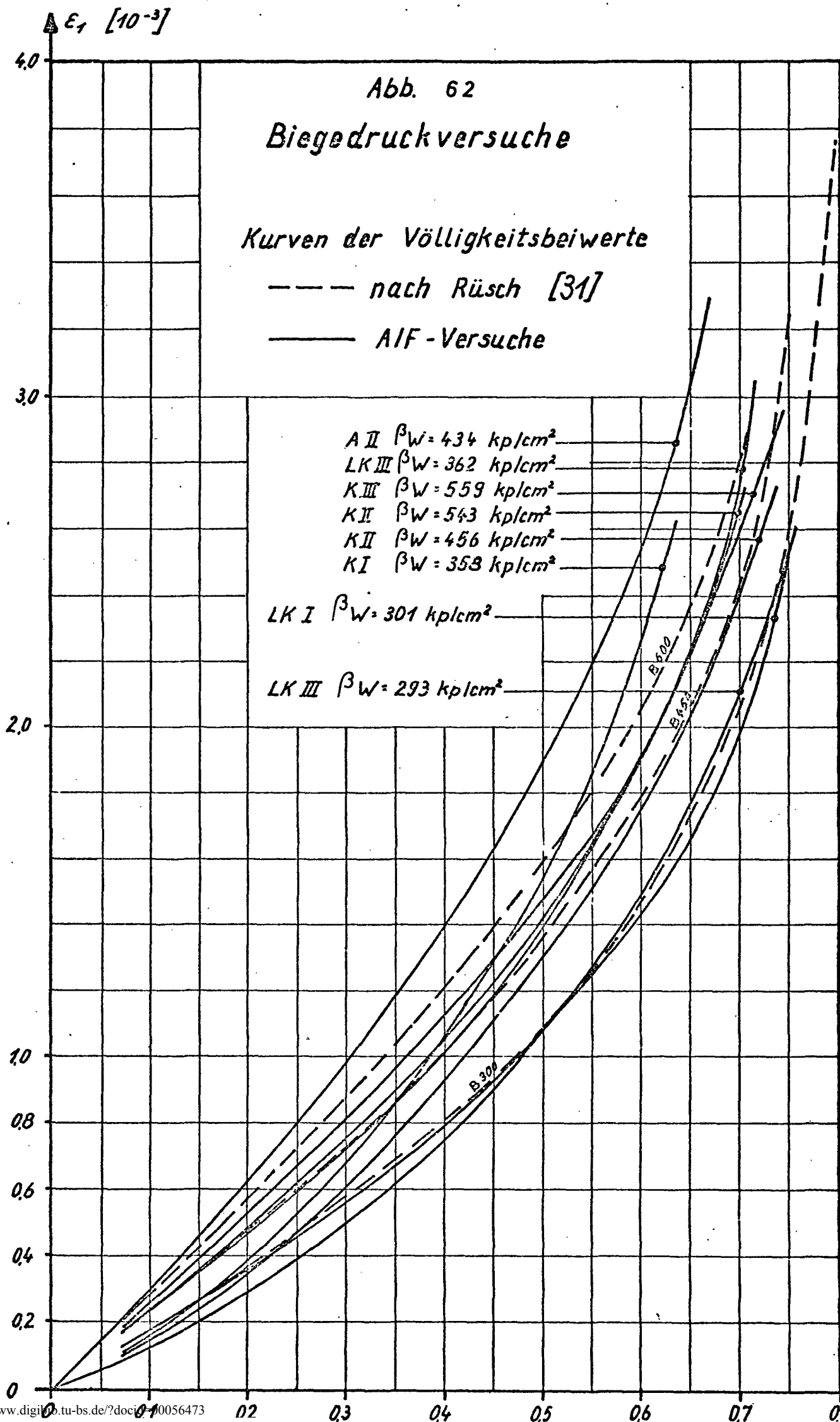
Biegedruckprüfung aus dem Versuch

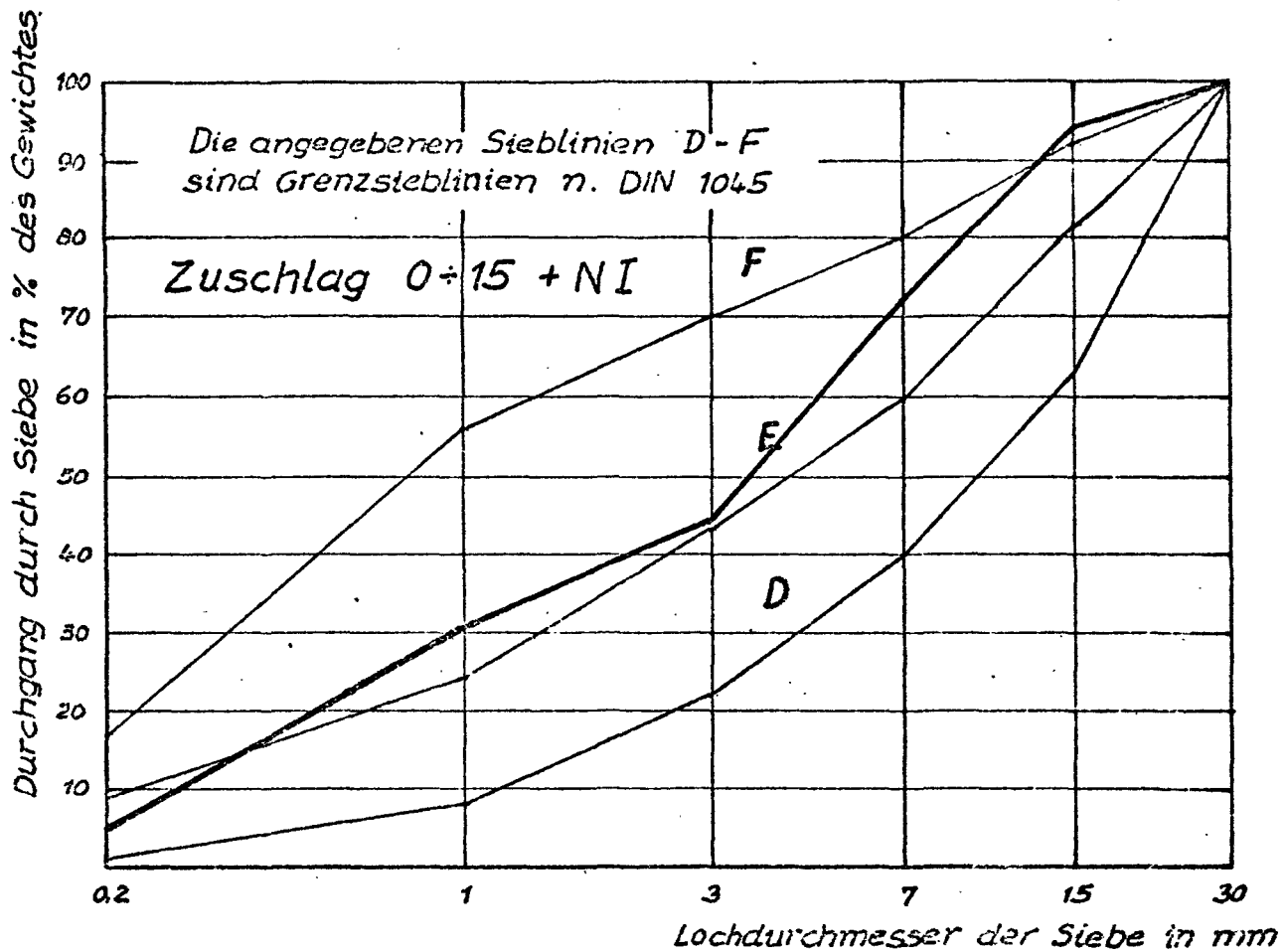
KI	$\beta W = 358 \text{ kp/cm}^2$
KIII	$\beta W = 559 \text{ "}$
KII (28 Tg.)	$\beta W = 456 \text{ "}$
KII (322 Tg.)	$\beta W = 543 \text{ "}$



$$Q_0 = \frac{\sigma_0}{\sigma_{0B}}$$

$$\beta W. [kp/cm^2]$$



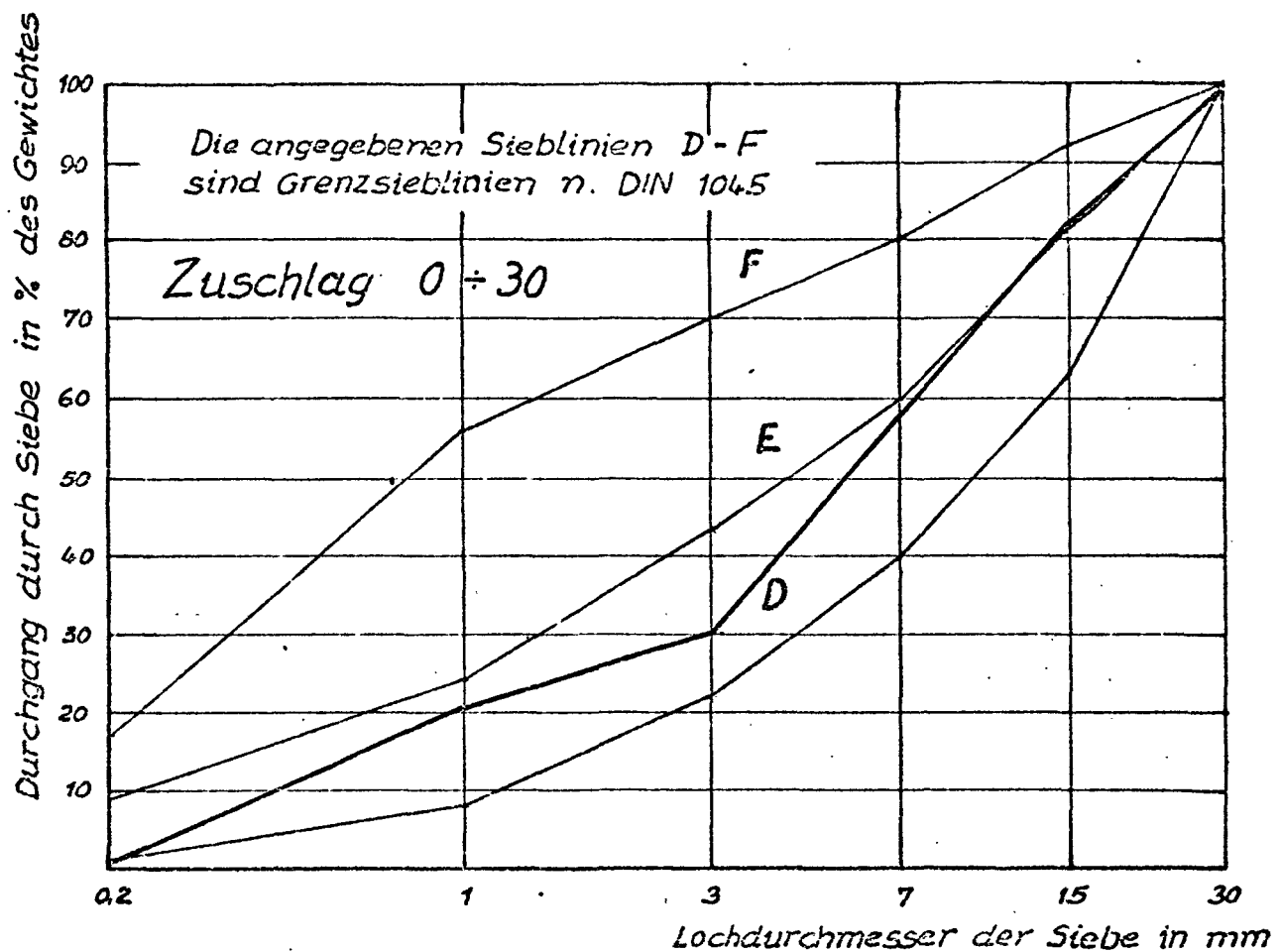


Sieblinie einer zusammengesetzten Probe, bei der die einzelnen Fraktionen in prozentualen Anteilen [Gew.-%] dem Zuschlag in dem Versuchsbeton der Stützen AI ÷ AIV, KI u. KII, LKIII u. LKIV entsprechen

Prüfung am : 20.8.1965

Abbauort : Grube Riemenschneider in Watenbüttel

Sieb Probe		Anteile [Gew.-%]					
		0-0,2	0,2-1	1-3	3-7	7-15	15-30
1	einzel	5,1	27,3	13,4	26,1	21,9	6,2
	Durchg.	5,1	32,4	45,8	71,9	93,3	100
2	einzel	5,0	25,3	13,2	28,6	22,3	5,6
	Durchg.	5,0	30,3	43,5	72,1	94,4	100
3	einzel	4,9	25,0	13,3	29,1	21,8	5,9
	Durchg.	4,9	29,9	43,2	72,3	94,1	100
Mittel	einzel	5,0	25,9	13,3	27,9	22,0	5,9
	Durchg.	5,0	30,9	44,2	72,1	94,1	100



Sieblinie einer zusammengesetzten Probe, bei der die einzelnen Fraktionen in prozentualen Anteilen [Gew.-%] dem Zuschlag in dem Versuchsbeton der Stütze K III entsprechen.

Prüfung am : 26.10.1965

Abbauort : Grube Riemenschneider in Waienburg

Sieb φ Probe		Anteile [Gew.-%]						Über korn >30
		0-0,2	0,2-1	1-3	3-7	7-15	15-30	
1	einzel	0,9	19,2	9,8	28,2	24,9	16,5	0,5
	Durchg.	0,9	20,1	29,9	58,1	83,0	99,5	100
2	einzel	0,9	19,7	9,4	27,3	25,0	16,7	1,0
	Durchg.	0,9	20,6	30	57,3	82,3	99	100
3	einzel	0,9	19,7	9,4	27,3	25,0	16,7	1,0
	Durchg.	0,9	20,6	30	57,3	82,3	99	100
Mittel	einzel	0,9	19,6	9,7	27,7	25,0	16,3	0,8
	Durchg.	0,9	20,5	30,2	57,9	82,9	99,2	100

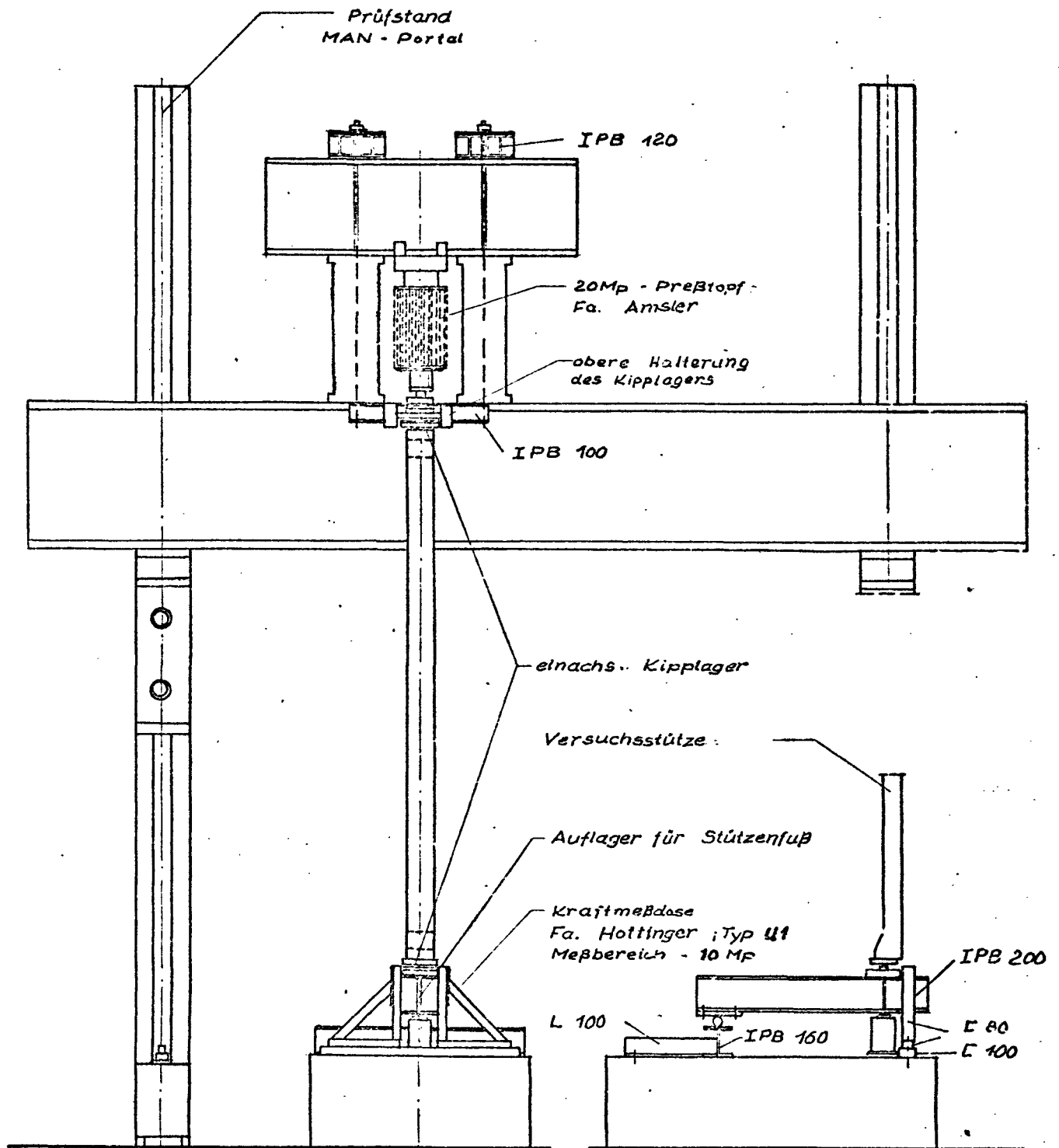
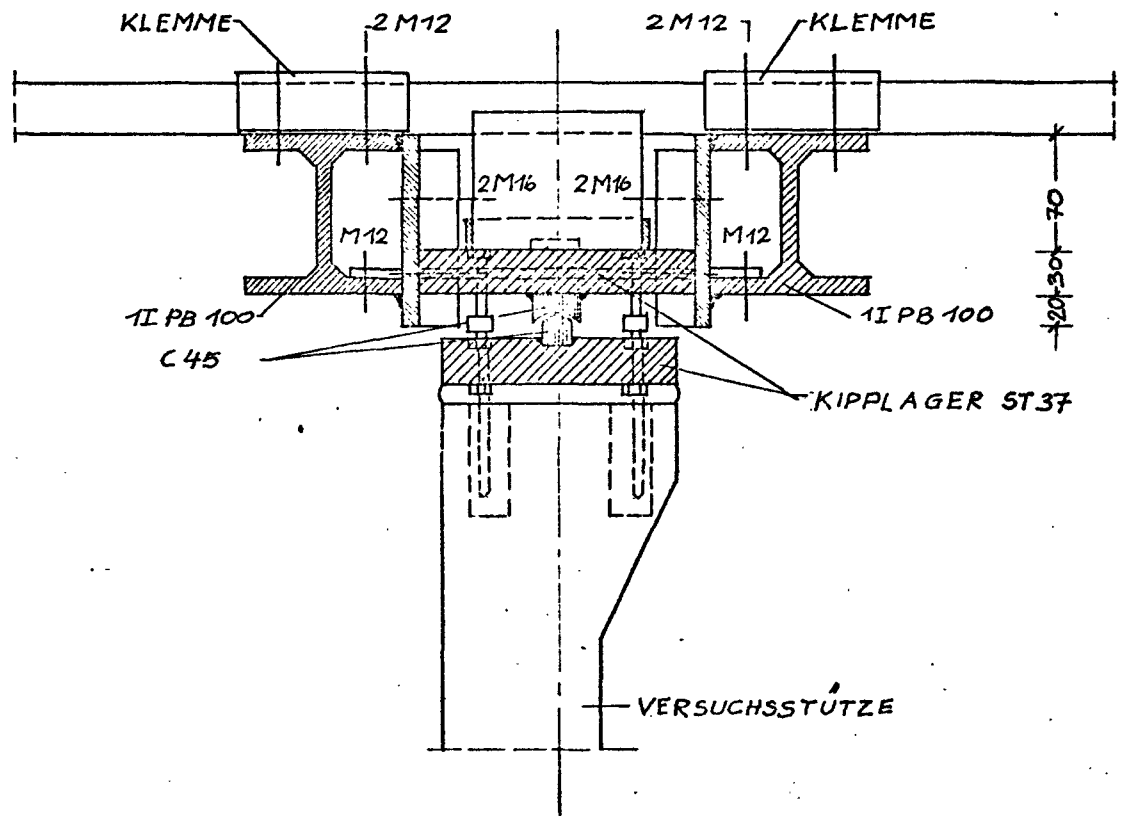
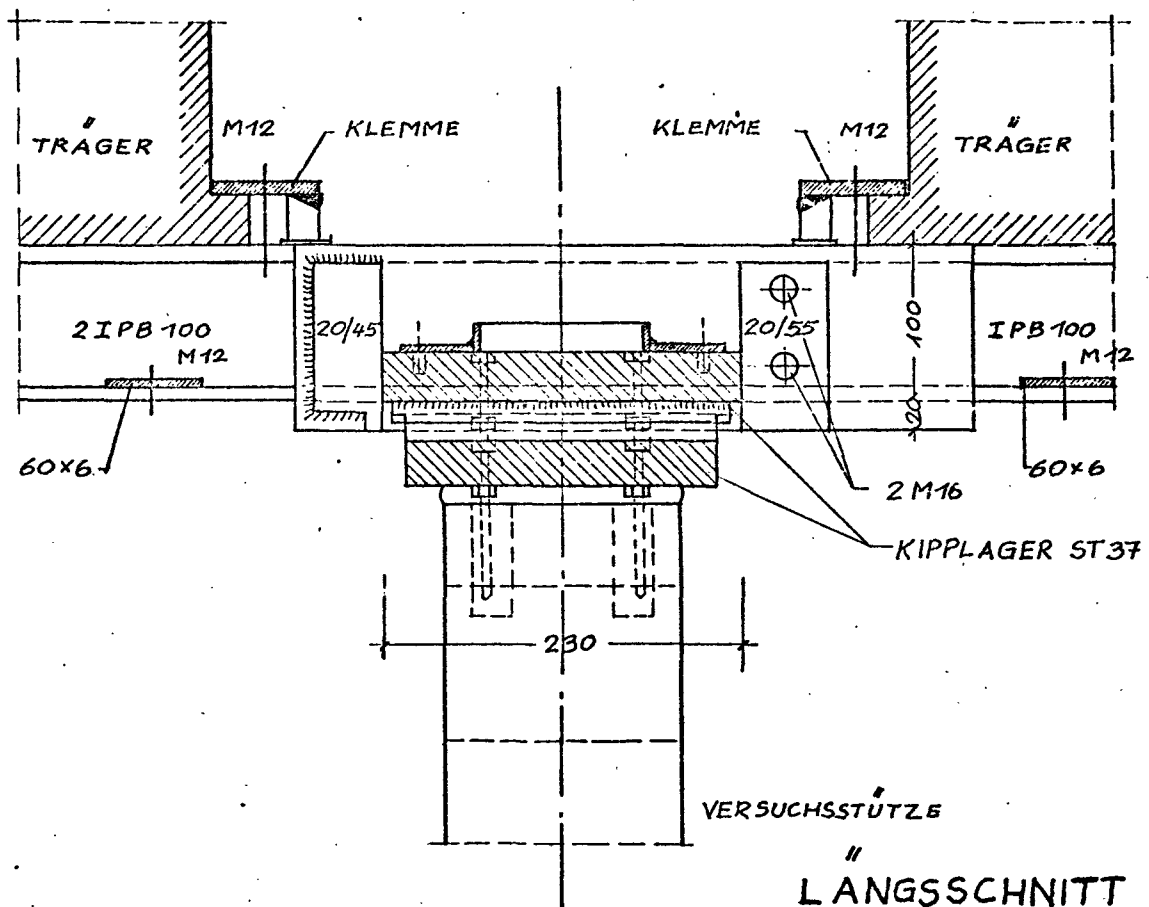


Abbildung: 65

Belastungseinrichtung für
Stützenversuche

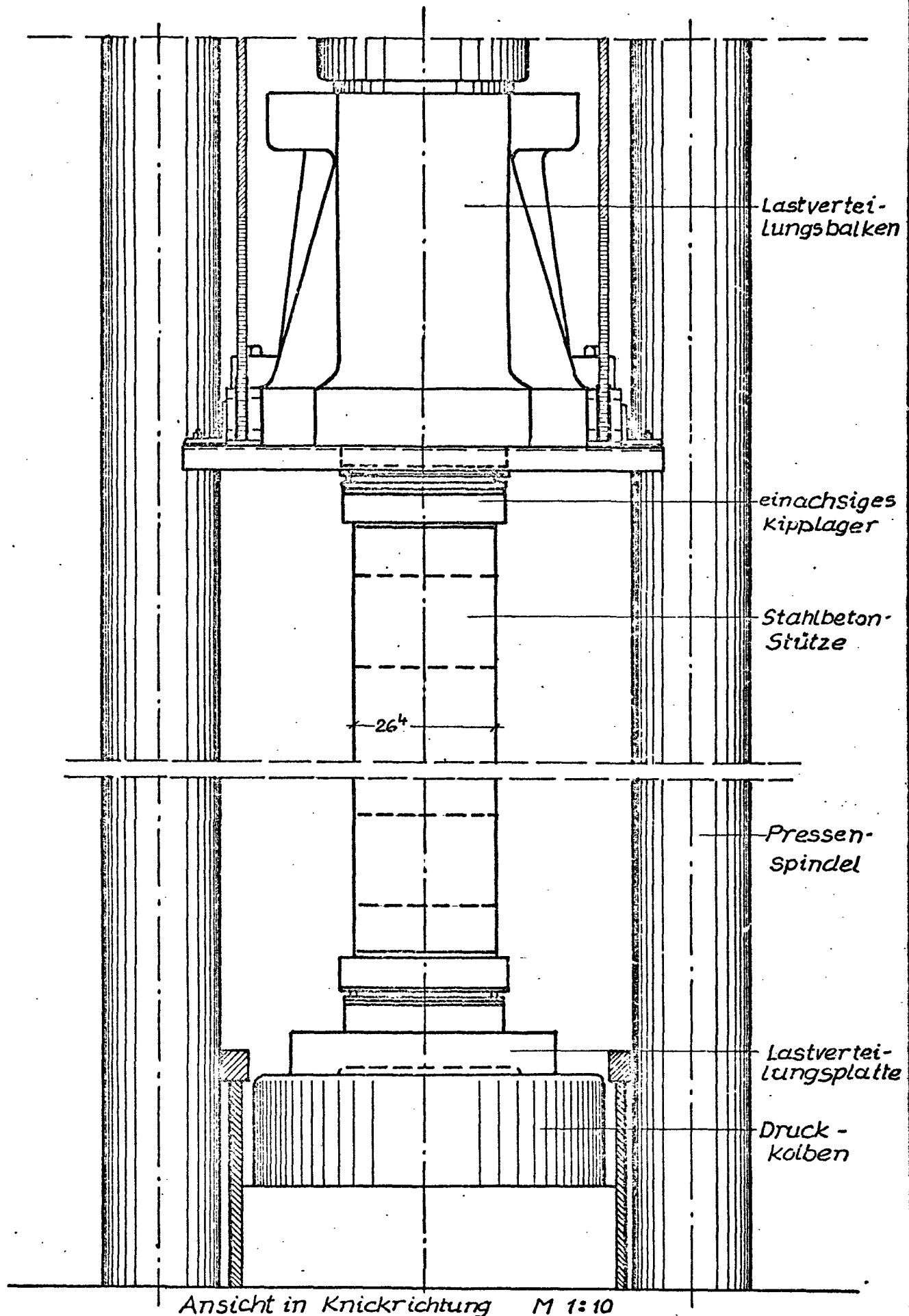


QUERSCHNITT



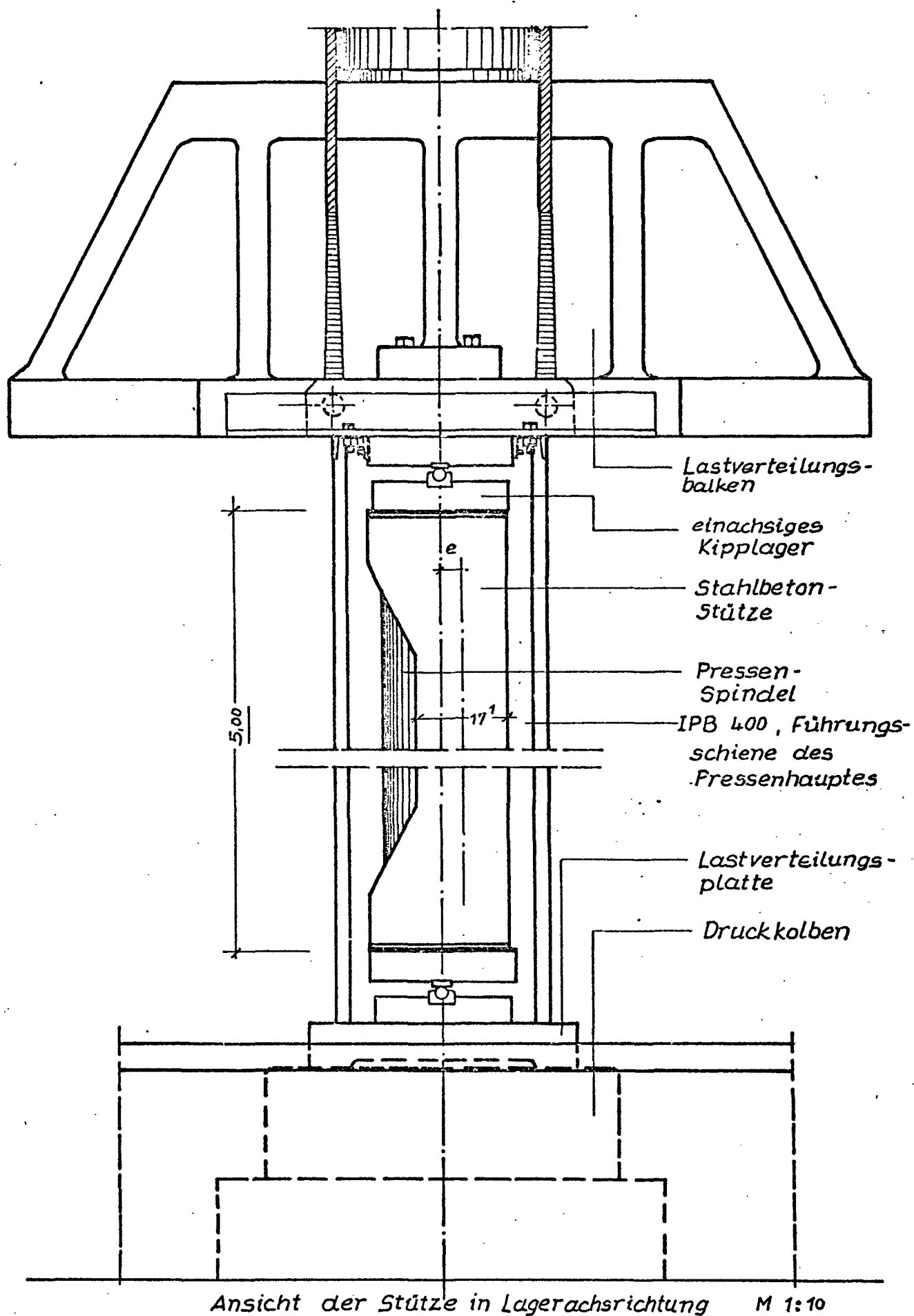
LÄNGSSCHNITT

BELASTUNGSEINRICHTUNG FÜR STÜTZENVERSUCHE
 OBERE HALTERUNG DES KIPPLAGERS

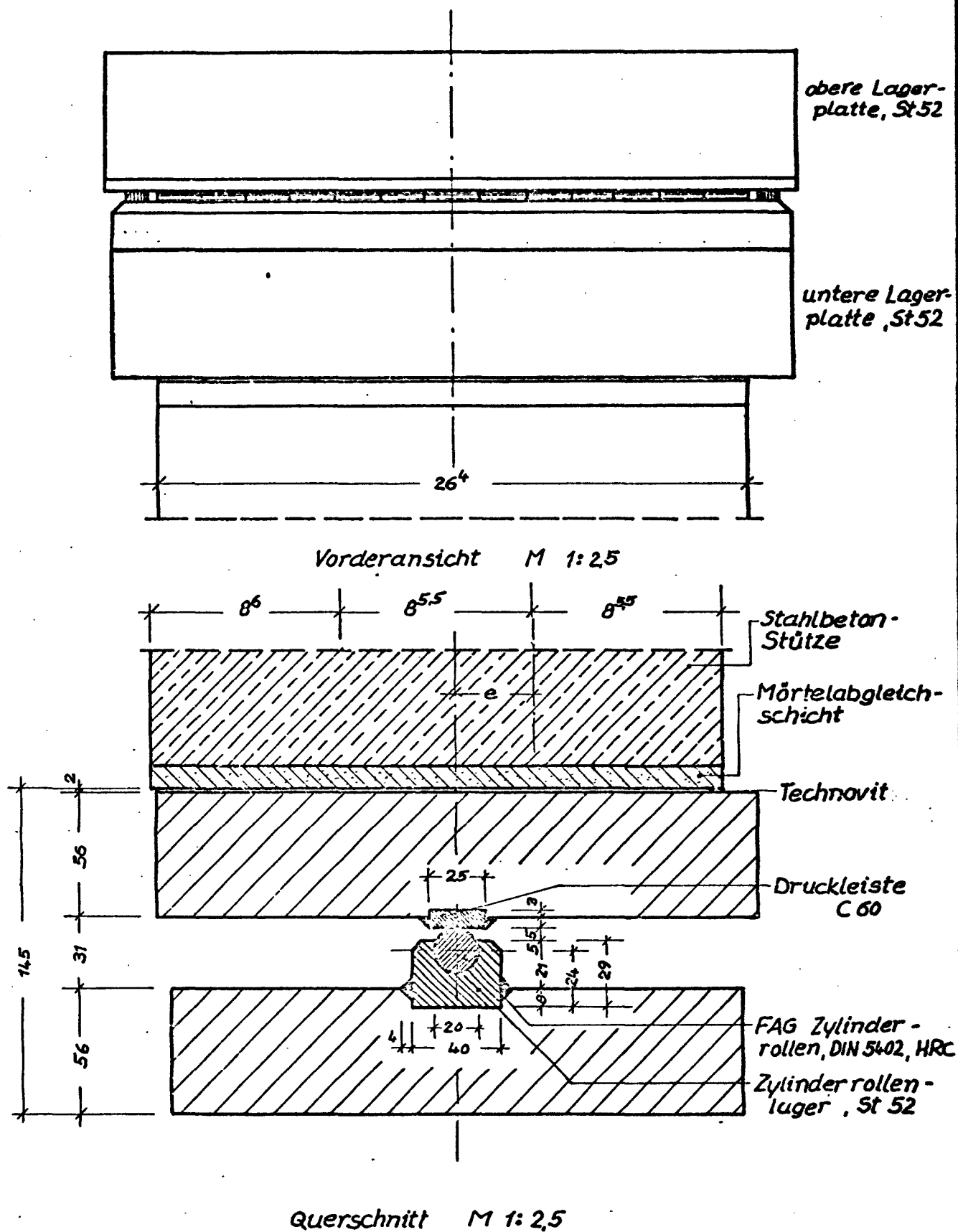


Versuchsaufbau der in Kurzzeitversuchen geprüften
Stahlbeton-Stützen

unter der 600 Mp Wandpresse der Fa. Mohr u. Federhaff / Mannheim



Versuchsaufbau der in Kurzzeitversuchen geprüften
Stahlbeton-Stützen



Lagerung der Versuchs-Stützen
Einachsiges Kipplager

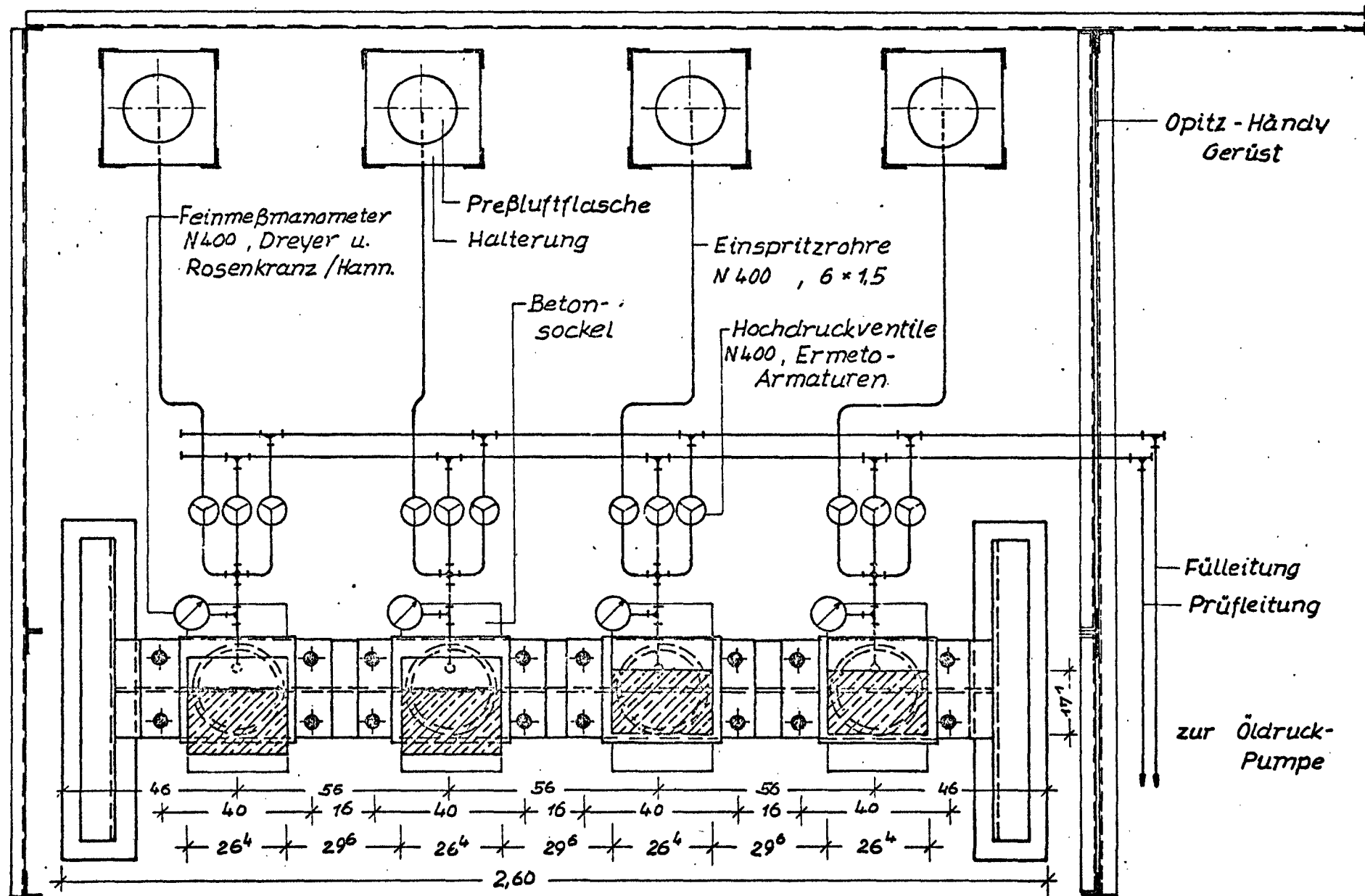
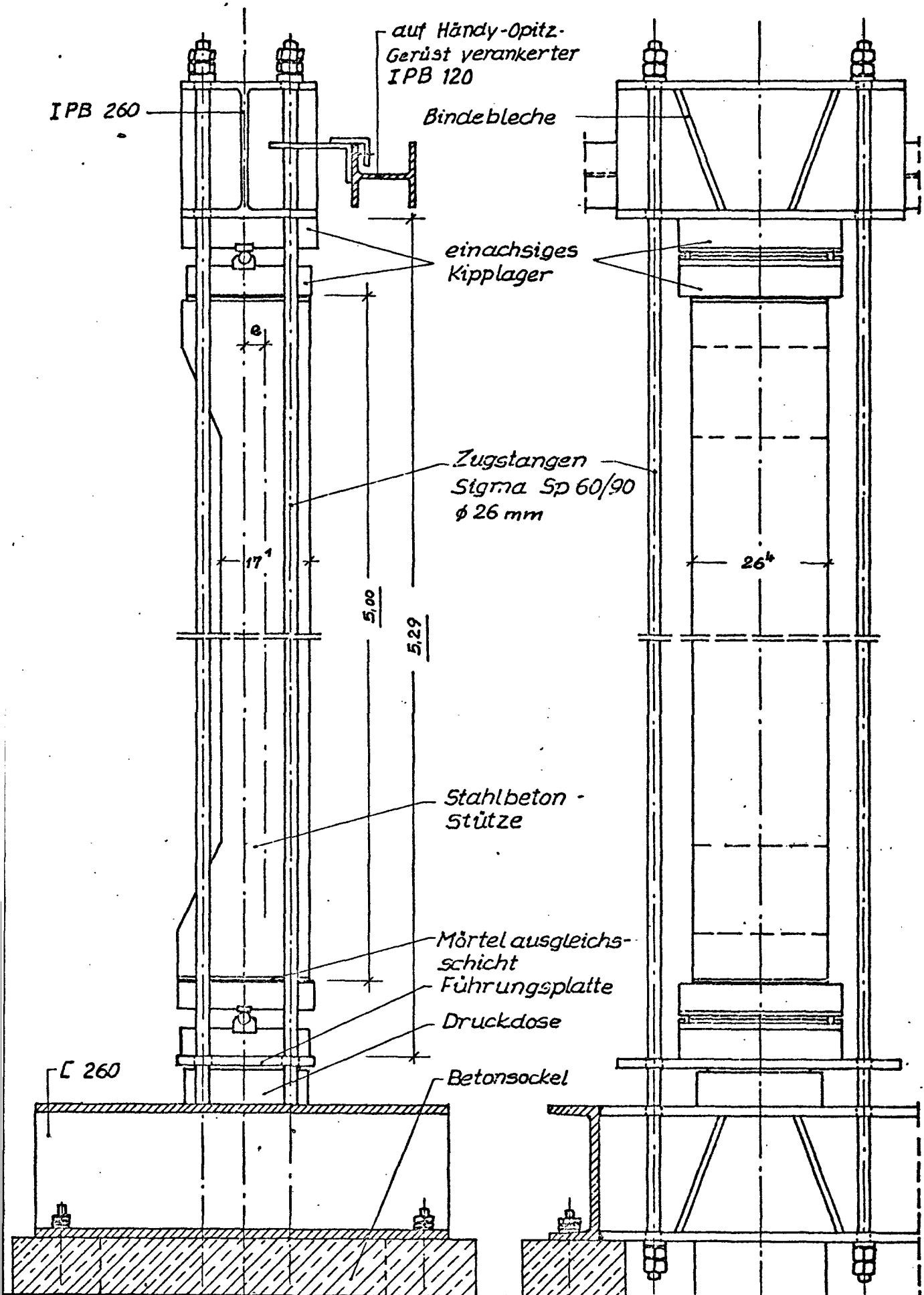


Abb. 70

Belastungseinrichtung der Langzeitversuche
an Stahlbetonstützen M 1:15



Ansicht in Lagerachsrichtung

Ansicht in Knickrichtung

Abb. 71

Belastungseinrichtung der Langzeitversuche
an Stahlbeton-Stützen

M 1:10

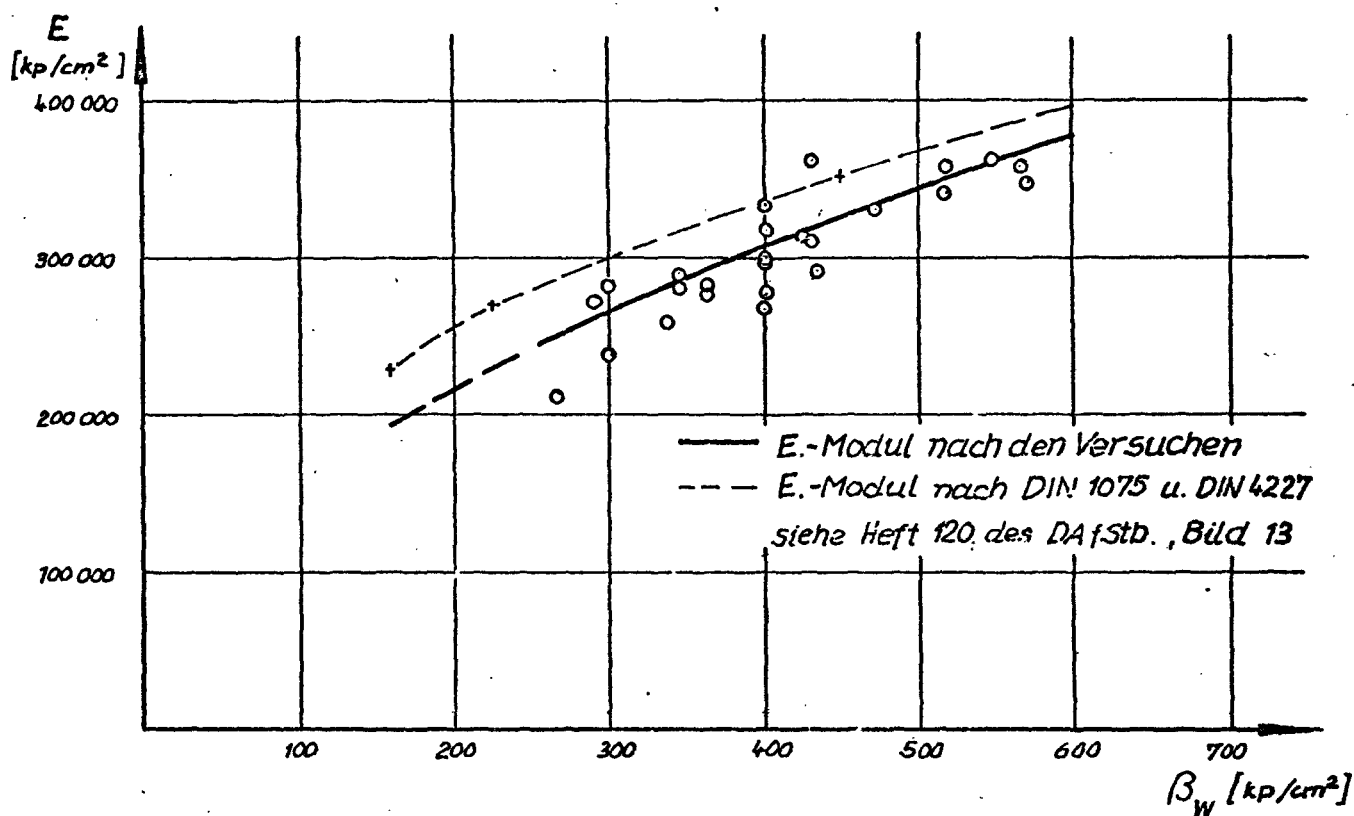


Abb. 72
Elastizitäts-Modul des Betons

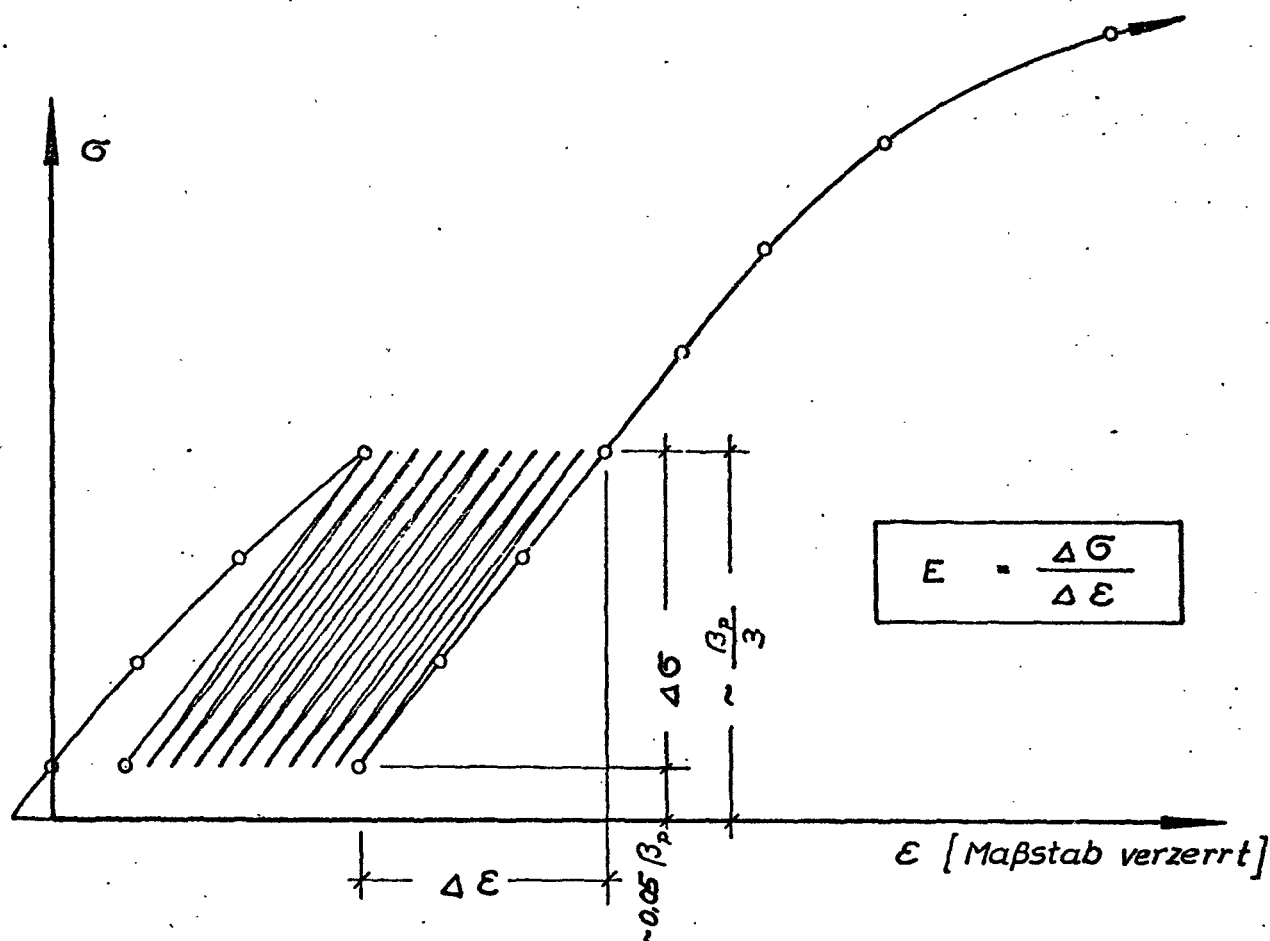


Abb. 73
Belastungsvorgang zur Bestimmung des E.-Moduls

σ [kp/cm²]

E-Modul-Prüfung

Versuch AII

Betonalter = 65 Tage

 $\beta_w = 434,0$ kp/cm² $\beta_p = 389,0$ kp/cm² $\frac{\beta_p}{\beta_w} = 0,90$ $E_{sec} = 290395,0$ kp/cm² ϵ %

2,0

1,5

1,0

0,5

9 Lastwechsel

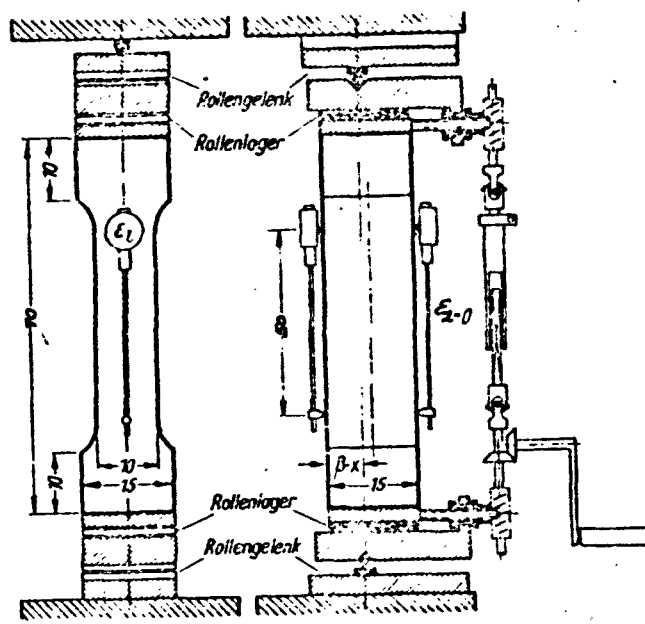


Abb: 75 Verschiebeeinrichtung für die
Prismenversuche nach Rüsck [21].

I = 4,15

K = 1,14

J = 16 - I

X = VEREM

IM = 1,6
nein
X - Bp(IM) ≥ 0
ja

IM - 3 ≥ 0

K1 = IM
K2 = IM - 1
K3 = IM - 2

K1 = 3
K2 = 2
K3 = 1

KK1 = K - 1

E1(K3, J, K) = 0

Interpolation
mit Quapo und
Aufruf Querdiag.
(Strukturdiagramm s. Abb. 79)
"D"

$N^*(J, K) = N'$
$M^*(J, K) = M'$
$D^*(J, K) = D'$
$E_i^*(J, K) = E_i$
$Z^*(J, K) = Z'$
$H^*(J, K) = L'$

K - 4 ≥ 0

K - 1 = 0

$N_0^* = 0.$
$M_0^* = 0.$
$D_0^* = 0.$
$E_{i,0}^* = 0.$
$Z_0^* = 0.$
$H_0^* = 0.$

E1 = 0

E1(K1, I, K) = 0

K = K - 1

L3 = K3, K1
L2 = 1, 14
E1(L1, I, L2) = 0
LI(L1) = L2
LI(L1) = L2 - 1

L3 = K3, K1
L4 = 6, 15
E1(L3, L4, K) = 0
LI(L3) = L4
LI(L3) = L4 - 1

KP1 = LI(K1)
KP2 = LI(K2)
KP3 = LI(K3)
IP1 = I
IP2 = I
IP3 = I

Fortsetzung s.
Abb. 77
(Stadium I)

KP1 = K
KP2 = K
KP3 = K
IP1 = LI(K1)
IP2 = LI(K2)
IP3 = LI(K3)

Interpolation mit Quapo u. Aufruf Querdiag. (Strukt. Diagramm s. Abb. 81)	$N_0^* = N'$	$E_{i,0}^* = E_i$
	$M_0^* = M'$	$Z_0^* = Z'$
	$D_0^* = D'$	$L_0^* = L'$

E*

$I = 1, 10$

$K = 1, 14$

$x' = 0.1 * I$

$I1 = 23 - I$

UNTERPROGRAMM

2. TEIL EMPF 1

BERECHNUNG VON
MOMENTENVERDRE-
HUNGSKURVEN MIT
 $N' \neq \text{CONST}$ LÄNGS
DER KURVEN.

$E1(K3,4,K) = 0$

$I - 1 = 0$

$L5 = K3, K1$

$L6 = 1, 14$

$E1(L5,4,L6) = 0$

$LI(L5) = L6$

$LI(L5) = L6 - 1$

$KP1 = LI(K1)$

$K = LI(K2)$

$KP2 = LI(K3)$

$D = E2 - E1$

call Quert

$E2 - 0.1 * D - 5 > 0$

$N'(I1,K) = N'$

$M'(I1,K) = M'$

$D'(I1,K) = D'$

$E_i'(I1,K) = E_i'$

$L'(I1,K) = L'$

$Q'(I1,K) = Q'$

$K - 14 = 0$

$N'_B(I1) = N'$

$M'_B(I1) = M'$

$D'_B(I1) = D'$

$E_{i,B}(I1) = E_i'$

$L'_B(I1) = L'$

$Q'_B(I1) = Q'$

Interpolation	$N'_B(I1) = N'$
mit Quapo u.	$M'_B(I1) = M'$
Ruf Quert	$D'_B(I1) = D'$
ergibt:	$E_{i,B}(I1) = E_i'$
(Strukt. Diag.	$L'_B(I1) = L'$
s. Abb. 79).C	$Q'_B(I1) = Q'$

Interpolation	$N'_B(I1) = Y$	aus jeweils neuem Quapo!
mit Quapo	$M'_B(I1) = Y$	
ergibt:	$D'_B(I1) = Y$	
(Strukturdiag.	$E_{i,B}(I1) = Y$	
gramm s. Abb. 78)	$L'_B(I1) = Y$	
„B“	$Q'_B(I1) = Y$	

Berechnung der genauen
Lage der Punkte der H-D-
Kurven an denen μ_2 fließt.

RETURN

END

EINSCHUB
von Seite: 293

$KM1 = K - 1$
$KM2 = K - 2$

$X = 5.$

$X0 = 0.5 \cdot 2' + E_i'$
$X1 = 2'(I1, KM1) \cdot 0.5 + E_i'(I1, KM1)$
$X2 = 2'(I1, KM2) \cdot 0.5 + E_i'(I1, KM2)$

$Y0 = N'$
$Y1 = N'(I1, KM1)$
$Y2 = N'(I1, KM2)$
call Quapo
$N_B'(I1) = Y$

$Y0 = M'$
$Y1 = M'(I1, KM1)$
$Y2 = M'(I1, KM2)$
call Quapo
$M_B'(I1) = Y$

$Y0 = 2'$
$Y1 = 2'(I1, KM1)$
$Y2 = 2'(I1, KM2)$
call Quapo
$2_B'(I1) = Y$

$Y0 = E_i'$
$Y1 = E_{i,2}'(I1, KM1)$
$Y2 = E_{i,2}'(I1, KM2)$
call Quapo
$E_{i,2}'(I1) = Y$

$Y0 = L'$
$Y1 = L_B'(I1, KM1)$
$Y2 = L_B'(I1, KM2)$
call Quapo
$L_B'(I1) = Y$

$Y0 = 2'$
$Y1 = 2'(I1, KM1)$
$Y2 = 2'(I1, KM2)$
call Quapo
$2_B'(I1) = Y$

$I1 = 2J - I$
$N = 0$

$X = B_p$

$X0 = B_p(K1)$
$X1 = B_p(K2)$
$X2 = B_p(K3)$

$Y0 = E1(K1, 4, K)$
$Y1 = E1(K2, 4, K)$
$Y2 = E1(K3, 4, K)$
call Quapo
$E_i' = Y$

$Y0 = F(K1, 4, K)$
$Y1 = F(K2, 4, K)$
$Y2 = F(K3, 4, K)$
call Quapo
$L' = Y$

$Y0 = ET(K1, 4, K)$
$Y1 = ET(K2, 4, K)$
$Y2 = ET(K3, 4, K)$
call Quapo
$2' = Y$

$E_2' = (E_i'(1 - X')/X')$

$D = E_2 - E_1$

Einschub zu

EMPE 1 2.TEIL

"A"

Einschub zu

EMPE 1 2.TEIL

"B"

$KP1 = LI(K1)$
$K = LI(K2)$
$KP2 = LI(K3)$

$Y0 = E1(K1, 4, KP1)$
$Y1 = E1(K2, 4, K)$
$Y2 = E1(K3, 4, KP2)$
call Quapo
$E_i' = Y$

$Y0 = F(K1, 4, KP1)$
$Y1 = F(K2, 4, K)$
$Y2 = F(K3, 4, KP2)$
call Quapo
$L' = Y$

$Y0 = ET(K1, 4, KP1)$
$Y1 = ET(K2, 4, K)$
$Y2 = ET(K3, 4, KP2)$
call Quapo
$\eta' = Y$

$E_i' = -(G_i'(1-x')/x')$

call Quer 1

$N_0^*(I1) = N'$
$M_0^*(I1) = M'$
$\mathcal{D}_0^*(I1) = \mathcal{D}'$
$E_{i,0}^*(I1) = E_i'$
$L_0^*(I1) = L'$
$\eta_0^*(I1) = \eta'$

EINSCHUB „C“

zu EMPER 1
2. TEIL

$X = \beta_p$

$X0 = \beta_p(K1)$
$X1 = \beta_p(K2)$
$X2 = \beta_p(K3)$

$Y0 = E2(K1, I)$
$Y1 = E2(K2, I)$
$Y2 = E2(K3, I)$
call Quapo
$E_i' = Y$

$Y0 = E1(K1, I, K)$
$Y1 = E1(K2, I, K)$
$Y2 = E1(K3, I, K)$
call Quapo
$E_i' = Y$

$Y0 = F(K1, I, K)$
$Y1 = F(K2, I, K)$
$Y2 = F(K3, I, K)$
call Quapo
$L' = Y$

$Y0 = ET(K1, I, K)$
$Y1 = ET(K2, I, K)$
$Y2 = ET(K3, I, K)$
call Quapo
$\eta' = Y$

$\mathcal{D}' = E2 \cdot E1$
call Quer 1

$K - 14 = 0$

$N^*(J, K) = N'$
$M^*(J, K) = M'$
$\mathcal{D}^*(J, K) = \mathcal{D}'$
$G_i^*(J, K) = E_i'$
$L^*(J, K) = L'$
$\eta^*(J, K) = \eta'$

$N_0^*(J) = N'$
$M_0^*(J) = M'$
$\mathcal{D}_0^*(J) = \mathcal{D}'$
$E_{i,0}^*(J) = E_i'$
$L_0^*(J) = L'$
$\eta_0^*(J) = \eta'$

EINSCHUB „D“

zu EMPER 1
1. TEIL

$I = 1, 22$

$K = 1, 14$

$|N'| + N'(I, K) \geq 0$

Interpol. d. Pkts. an dem μ_2 fließt.

$KRRO - 1 = 0$

$JKL = 12$

$JKL = 15$

$I - JKL \leq 0$

$K - 1 = 0$

$KZ = KZ + 1$

$X = N'$

$K - 3 \geq 0$

UNTERPROGRAMM MOMVER

INTERPOLATION EINER M-J-KURVE
FÜR $N = \text{CONST}$ LÄNGS DER KURVE
AUS DEN ERGEBNISSEN VON EMPE 1

$K1 = K$
 $K2 = K - 1$
 $K3 = K - 2$

$K1 = 1$
 $K2 = 2$
 $K3 = 3$

$N'(I, 15) = 0.$
 $M'(I, 15) = 0$
 $J'(I, 15) = 0$
 $E'(I, 15) = 0$
 $L'(I, 15) = 0$
 $P'(I, 15) = E'(I, 1)$

5 Interpolationen ergeben:
(Strukturdiagramm, F' s. Abb. 82)

$\tilde{M}(KZ)$
$\tilde{J}(KZ)$
$\tilde{E}_1(KZ)$
$\tilde{L}(KZ)$
$\tilde{P}(KZ)$

$K1 = 15$
 $K2 = 1$
 $K3 = 2$

$N'_3(I) = 0$

$|N'| - |N'_3(I)| < 0$

$KZ = KZ + 1$

$I - 3 \geq 0$

$I1 = I$
 $I2 = I - 1$
 $I3 = I - 2$

$I1 = 1$
 $I2 = 2$
 $I3 = 3$

5 Interpolationen mit Quapo ergeben:
(Strukturdiagramm, G'' s. Abb. 83)

$\tilde{H}_0(KZ)$
$\tilde{D}_0(KZ)$
$\tilde{E}_{10}(KZ)$
$\tilde{L}_0(KZ)$
$\tilde{P}_0(KZ)$

$KZB = KZ$

$\tilde{M}(1) = 0.$
$\tilde{J}(1) = 0.$
$\tilde{E}_1(1) = 0.$
$\tilde{L}(1) = 0.$
$\tilde{P}(1) = 0.$

$KRRO - 1 = 0$

call RK02

RETURN

$Y_0 = E_1(K_1, IP_1, KP_1)$
$Y_1 = E_1(K_2, IP_2, KP_2)$
$Y_2 = E_1(K_3, IP_3, KP_3)$
call Quapo
$E_i' = Y$

$Y_0 = E(K_1, IP_1, KP_1)$
$Y_1 = E(K_2, IP_2, KP_2)$
$Y_2 = E(K_3, IP_3, KP_3)$
call Quapo
$\alpha' = Y$

$Y_0 = ET(K_1, IP_1, KP_1)$
$Y_1 = ET(K_2, IP_2, KP_2)$
$Y_2 = ET(K_3, IP_3, KP_3)$
call Quapo
$\eta' = Y$

$Y_0 = E_2(K_1, IP_1)$
$Y_1 = E_2(K_2, IP_2)$
$Y_2 = E_2(K_3, IP_3)$
call Quapo
$E_2' = Y$

$\mathcal{D}' = E_2' - E_1$
call Quer 1

$N_0^*(J) = N'$
$M_0^*(J) = M'$
$\mathcal{D}_0^*(J) = \mathcal{D}'$
$E_{i,0}^*(J) = E_i'$
$\alpha_0^*(J) = \alpha'$
$\eta_0^*(J) = \eta'$

$X_0 = N^*(I, K_1)$
$X_1 = N^*(I, K_2)$
$X_2 = N^*(I, K_3)$

$Y_0 = M^*(I, K_1)$
$Y_1 = M^*(I, K_2)$
$Y_2 = M^*(I, K_3)$
call Quapo
$\tilde{M}(K_2) = Y$

$Y_0 = \mathcal{D}^*(I, K_1)$
$Y_1 = \mathcal{D}^*(I, K_2)$
$Y_2 = \mathcal{D}^*(I, K_3)$
call Quapo
$\tilde{\mathcal{D}}(K_2) = Y$

$Y_0 = E_i^*(I, K_1)$
$Y_1 = E_i^*(I, K_2)$
$Y_2 = E_i^*(I, K_3)$
call Quapo
$\tilde{E}_i(K_2) = Y$

$Y_0 = \mathcal{L}^*(I, K_1)$
$Y_1 = \mathcal{L}^*(I, K_2)$
$Y_2 = \mathcal{L}^*(I, K_3)$
call Quapo
$\tilde{\mathcal{L}}(K_2) = Y$

$Y_0 = \eta^*(I, K_1)$
$Y_1 = \eta^*(I, K_2)$
$Y_2 = \eta^*(I, K_3)$
call Quapo
$\tilde{\eta}(K_2) = Y$

Abb: 81 : EINSCHUB „E“

zu EMPER 1
1. TEIL

Abb: 82

EINSCHUB „F“
zu MOVIER

$x_0 = N_0^*(I_1)$
$x_1 = N_0^*(I_2)$
$x_2 = N_0^*(I_3)$

$y_0 = M_0^*(I_1)$
$y_1 = M_0^*(I_2)$
$y_2 = M_0^*(I_3)$
call Quapo
$\tilde{M}(K_2) = Y$

$y_0 = \tilde{D}_0^*(I_1)$
$y_1 = \tilde{D}_0^*(I_2)$
$y_2 = \tilde{D}_0^*(I_3)$
call Quapo
$\tilde{D}(K_2) = Y$

$y_0 = E_{1,2}^*(I_1)$
$y_1 = E_{1,2}^*(I_2)$
$y_2 = E_{1,2}^*(I_3)$
call Quapo
$\tilde{E}_1(K_2) = Y$

$y_0 = L_0^*(I_1)$
$y_1 = L_0^*(I_2)$
$y_2 = L_0^*(I_3)$
call Quapo
$\tilde{L}(K_2) = Y$

$y_0 = P_0^*(I_1)$
$y_1 = P_0^*(I_2)$
$y_2 = P_0^*(I_3)$
call Quapo
$\tilde{P}(K_2) = Y$

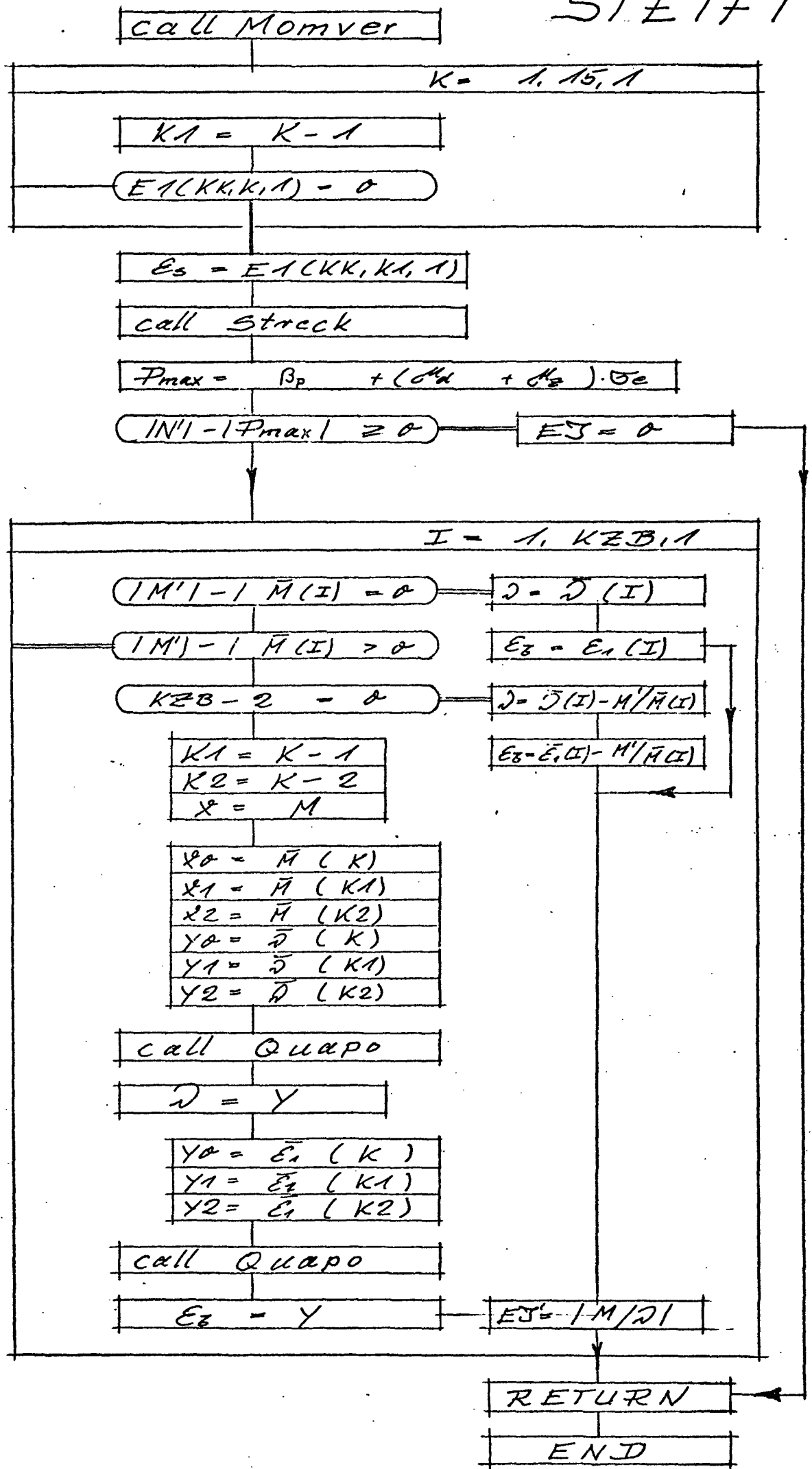
EINSCHUB „G“

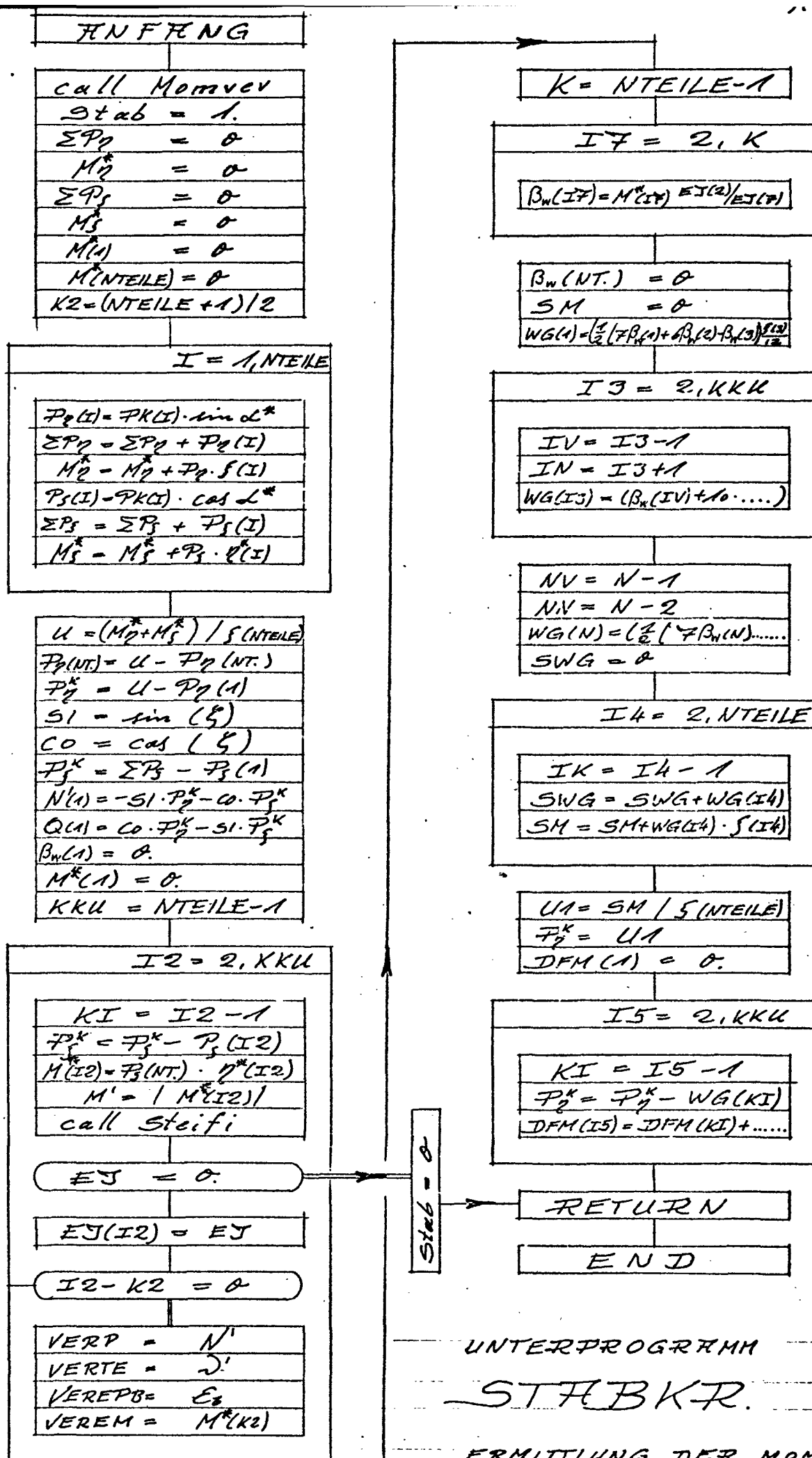
zu MONVER

Abb: 83

UNTERPROGRAMM STEIFI

ERMITTLUNG EINES WERTES E_3 FÜR EIN
GEGEBENES MOMENT, M , UND EINE GEGE-
BENE LÄNGSKRAFT, N .





UNTERPROGRAMM

STHBKR.

ERMITTLUNG DER MOMENTE
UND VERFORMUNGEN DES AUS-
MITTIG BELASTETEN STRABES.

FRK = 100

UNTERPROGRAMM

K1 = NTEILE + 1

K2 = K1 / 2

NZ = 0

SIGK

ERMITTLUNG EINER
KNICKSPANNUNG, σ_k

II = 1, K1, 1
PK(II) = 0

SUM1 = 0
PK(NTEILE) = 0
NX = 0

I = 1, NTEILE
PK(I) = (PK(I) + FRK) * P(I)

call Stabkt.

STAB = 0

NZ - 4 = 0

L = 2, K1
SUM1 = SUM1 + Y(L)
Q(L) = Q(L) + Y(L)
FEHL1 = Y(K2) > 0

J = 1, NTEILE
PK(J) = PK(J) - FRK * P(J)
FRK = 0,1 * FRK
NZ = NZ + 1

NX = NX + 1
VP(NX) = VERP
VTE(NX) = VERTE
VEPB(NX) = VEREPB
VEH(NX) = VEREM

NX - 100 > 0

Fehlerstop

I3 = 1, NTEILE
P(I3) - 1 = 0

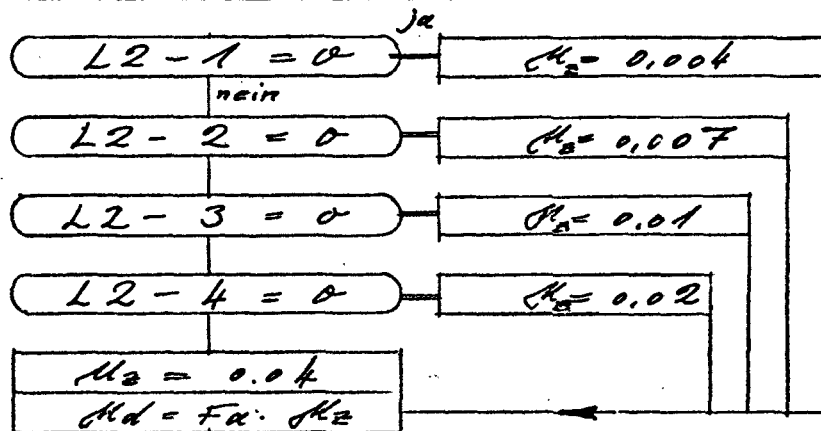
σ_k = PK(I3)

RETURN

END

call Lesen

L2 = 1,5,1



call Empet

PNT = 1/NTEILE

K1 = NTEILE - 1

HAUPTPROGRAMM

SKLF

BERECHNUNG VON
 $\sigma_k - \lambda$ DIAGRAMMEN

L3 = 1,15,1

 $\lambda = (L3 - 1) \cdot 20$ $CO = 0,15 + \lambda / 300$

L4 = 1, NTEILE

$F(L4) = 1.$
 $f(L4) = (L4 - 2) \cdot F(15,12)$
 $L(L4) = P(L4) = 0.$
 $H2(L4) = H2$
 $Hd(L4) = Hd$
 $S(L4) = 0.$

$f(1) = 0.$
 $f(2) = 0.$
 $f(NTEILE) = f(K1)$
 $P(1) = 0.$
 $P(NTEILE) = 0.$
 $S(1) = 1,5708$
 $S(NTEILE) = 4,7124$
 $P(NTEILE) = 1.$

L5 = 1, 11, 1

L6 = 2, K1, 1

 $P(L6) = (CO + (L5 - 1)) / 5.$

call SIGK

 $\sigma_k(L2, L5, L3) = \sigma_k$ * $\tilde{E}_z = \text{VEPB}(NX)$ * $\tilde{E}_{z,2} = \text{VEPB}(NX) \cdot 0,5 \cdot \text{YTE}(NX)$ * $\text{TANG} = \text{TANG}(NX)$ * $\text{FUSL} = \text{FUSL}(NX)$ * indiziert
wie σ_k * $E_{c,z} \leq 0$ $V = 2,1$ * $E_{c,z} - 3 \geq 0$ $V = 1,75$ $V = 1,75 + (3 - *E_{c,z}) / 6$ Interpolation
mit Quasipar:* $\sigma_{k,zul}; \tilde{E}_{z,zul}$ * $\tilde{E}_{c,zul}$ * Tang,zul * Fusl,zul Ausgabe von 5 $\sigma_k - \lambda$ Diagrammen mit „m“ als Scharpar.Ausgabe von 11 $\sigma_k - \lambda$ Diagrammen mit „H2“ als Scharpar.

E N D E

Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau
Technische Universität Braunschweig
33 Braunschweig
Beethovenstraße 52

Name der Forschungsstelle

Braunschweig, d. 10. November 1973

Ort, Datum

Forschungsvorhaben Nr. 956 (AIF)

Forschungsthema:

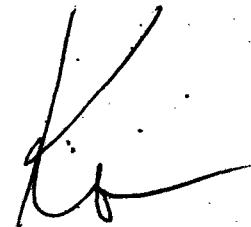
"Traglastermittlung von Stahlbeton-Druckgliedern"

~~Zwischenbericht~~ für die Zeit vom _____ bis _____ 197_____

Schlußbericht*) Abschluß des Vorhabens am 31.10. 1973

↓ Vorh. unter 06-0170/001

*) Anmerkung: Nichtzutreffendes streichen.



Fragebogen

zur Beurteilung abgeschlossener Forschungsvorhaben

Forschungsreport Jahr ...1973...

Forschungsvorhaben Nr. : ...956.....

Mitgliedsvereinigung : ...Deutscher Beton-Verein e.V., Wiesbaden.....

Thema (Institut) : ..."Traglastermittlung von Stahlbeton-Druckglieder"
 Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau
 Technische Universität Braunschweig
 33 Braunschweig
 Beethovenstraße 52.....

Zutreffendes bitte ankreuzen. Sofern bei einzelnen Punkten eine Klassifizierung nicht möglich ist, werden geeignete Hinweise unter "Antworten" erbeten.

I. Entspricht das Ergebnis im wesentlichen der Fragestellung?

(1) ☒ Ja(2) ☐ (s. Bemerkungen)

II. War das Thema Teil eines durch die Mitgliedsvereinigung langfristig verfolgten Vorhabens?

(3) ☒ Ja (s. Bemerkungen)(4) ☐ Nein

III. Wurde das Thema in einem größeren Rahmen zwischen mehreren Mitgliedsvereinigungen behandelt, oder sollte das Thema in einem solchen größeren Rahmen behandelt werden?

(5) ☐ Ja (s. Bemerkungen)(6) ☒ NeinIV. Bei Ergebnissen von vorwiegend wissenschaftlichem Gehalt:
Das Ergebnis(7) läßt sich in seinen Auswirkungen noch nicht übersehen ☐(8) stellt eine notwendige Erweiterung der Erkenntnisse dar ☒(9) vermittelt wesentliche neue Erkenntnisse (s. Bemerkungen) ☐V. Bei Ergebnissen von vorwiegend wirtschaftlichem Gehalt:
Das Ergebnis(10) läßt sich in seinen Auswirkungen noch nicht übersehen ☐(11) fördert grundlegende wirtschaftliche Erkenntnisse ☐(12) dürfte in absehbarer Zeit industriell verwertbar sein ☐

Bemerkungen

Soweit zutreffend, bitten wir, zu folgenden Fragen Stellung zu nehmen:

Zu (2) In welchen wesentlichen Punkten weicht das Ergebnis von der Fragestellung ab?

Zu (3) Welche Zielsetzung verfolgt der Forschungsschwerpunkt, dessen Teil das Thema war?

Zu (5) Bitte geben Sie Hinweise.

Zu (9) Bitte charakterisieren Sie die Bedeutung dieser Erkenntnisse.

Zu (12) Bitte beschreiben Sie den erkennbaren oder vermuteten Fortschritt, der durch die Ergebnisse auf technologischem oder wirtschaftlichem Gebiet erreicht werden könnte.

A n t w o r t e n

Zu (3)

Allgemeine Erweiterung des Wissensstandes über das Trag- und Verformungsverhalten von schlanken Stützen.

Verwertbare Folgerungen für Berechnung und Bemessung von knickgefährdeten Stahlbeton-Druckgliedern.

Neufassung von DIN 1045.

K U R Z B E S C H R E I B U N G
von
F O R S C H U N G S V O R H A B E N.

☐ FA

☐ FV

☒ FB

-
- 1.) T h e m a Traglastermittlung von Stahlbeton-Druckgliedern
- 2.) Ausgangssituation Elastizitätstheorie, Kennwerte der Biegedruckzone nach RÜSCH (1964), praxisübliche Näherungsverfahren für Bemessung von Stützen (Δm -Verfahren) DIN 1045 alt.
- 3.) a) Forschungsziel Trag- und Verformungsverhalten von Stützen
 b) Forschungsergebnis
 Momenten-Krümmungsbeziehungen, Traglasten, Randverformungen, Ausbiegungen, Endverdrehungen, Einfluß der Querschnittsform, Kriecheinfluß, Sicherheitsbetrachtungen.
- 4.) Anwendung des Ergebnisses
 Für Praxis und Forschung, Verbesserung der Knicksicherheitsvorschriften, Neufassung DIN 1045 sowie DIN 4224.
- 5.) Mittel und Wege, Verfahren
 Literaturauswertung, theoretische Überlegungen, Großversuche, Einsatz von Datenverarbeitungsanlagen.
- 6.) Einschränkende Faktoren
 (Sonderkapitel) Langzeitversuche an Stahlbetonstützen (s. bes. Bericht, AIF-Nr. 1688)
 Schiefe Biegung mit Achsdruck (s. bes. Bericht AIF-Nr. 1387 und 2454)
 Stabilitätsnachweis an Rahmensystemen (s. bes. Bericht, AIF-Nr. 1388)
 Traglast von knickgefährdeten Druckgliedern aus Konstruktionsleichtbeton (s. bes. Bericht AIF-Nr. 1386)
- 7.) Umgebungs- und Randbedingungen
 Versuche wurden bei konstanter Temperatur(+ 20°) und Luftfeuchte (65 %) durchgeführt; Ergebnisse sind übertragbar.
- 8.) Beeinflussende Größen
 Insbesondere Betongüte, Stahlgüte, Bewehrungsgehalt, Lastausmitte und Schlankheit.
- 9.) Beeinflusste Größen
 Traglast, Verformungen

10.) Konstantbleibende Größen

Gelenkige Lagerung der Stabenden bei den Großversuchen.

11.) Bibliographische Daten

11.1 Mitgliedsvereinigung: DBV Wiesbaden

11.2 Forschungsstelle: Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau, TU Braunschweig

11.2.1 Leiter der Forschungsstelle: Prof. Dr.-Ing. K. Kordina

11.2.2 Abteilungsleiter: Dipl.-Ing. Döhner, Dr.-Ing. Maack

11.3.1 Beginn des FV: 1964

11.3.2 Ende des FV: 1973

11.3.3 Berichtszeitraum: 1964 - 1973

11.3.4 Berichtsdatum: September 1970 und Nov. 1973

12.) Administrative Angaben

12.1 AIF-Nr. 956

12.2 -

12.3.1 Bewilligte Mittel DM 209.350,--

12.3.2 Verauslage Mittel 233.998,66

12.3.3 Zusätzliche Mittel (Institut) 24.648,66